



Renato Miguel Rodrigues Pereira

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Análise probabilística da segurança ao deslizamento de barragens gravidade de betão

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Doutor António Lopes Batista
Co-Orientador: Doutor Luís Armando Canhoto Neves

Júri:

Presidente: Doutor Nuno Manuel Costa Guerra
Arguente: Doutor José Vieira de Lemos
Vogal: Doutor António Lopes Batista
Doutor Luís Armando Canhoto Neves



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro de 2011

“Copyright” Renato Miguel Rodrigues Pereira, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciencias e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

A presente dissertação foi desenvolvida na FCT/UNL, com o apoio do LNEC, ao abrigo do convénio de cooperação existente entre estas instituições, às quais quero manifestar o meu agradecimento pelos meios que me facultaram durante a realização do trabalho. Queria aproveitar a oportunidade de mostrar gratidão, também, a quem permitiu encerrar este percurso académico.

Aos orientadores desta dissertação, Prof. António Batista, da FCT/UNL e investigador do LNEC, pelo imenso apoio, disponibilidade, simpatia e exigência, tendo sido um prazer trabalhar com ele, e partilhar o seu saber, e ao Prof. Luís Canhoto Neves, da FCT/UNL, pelo empenho e incentivo, bem como a capacidade de se desdobrar, nunca me deixando de dar o seu apoio.

Ao Eng. Alfredo Campos Costa e à Dra. Alexandra Carvalho, do Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do LNEC, pelos elementos disponibilizados e pelo apoio prestado no que diz respeito à definição das acções sísmicas.

Ao Eng. Pedro Pavia, do Núcleo de Observação do Departamento de Barragens de Betão do LNEC, pela esmerada preparação dos dados da observação de subpressões na fundação de algumas barragens portuguesas.

Quero também agradecer às empresas concessionárias das barragens de Corgas e Penha Garcia (Águas do Centro), Ferradosa, Olgas e Pretarouca (Águas de Trás-os-Montes e Alto Douro), Ranhados (Águas do Zêzere e Côa), Monte Novo (INAG), Rebordelo e Bouçoais-Sonim (Pebble Hydro), Pedrógão (EDIA), Raiva (EDP) e Sordo (C. M. de Vila Real), a autorização concedida para utilização de elementos de projecto, construção e observação das obras.

Aos amigos que fiz neste percurso académico, em especial ao Filipe e ao Pedro, pelos momentos que passámos em horas de estudo em conjunto, pelo apoio que sempre mostraram, deles guardarei a amizade que sempre nos unirá. Aos amigos que já cá estavam, entre eles o Fred e o Valter, pela vivência de muitas experiências e crescimento partilhado. Tenho um gosto enorme em poder partilhar a vossa amizade, sem dúvida, um exemplo, cada um pelas suas razões.

A parcela mais importante de todas é devida à família. Queria deixar um grande obrigado aos meus pais pelo amor, carinho e educação, possibilitando, às vezes com restrições

personais, a oportunidade de fazer este curso. Nunca me faltaram com nada e estarei eternamente em dívida para com eles. À minha irmã, não poderia perder a oportunidade de, secalhar pela primeira vez, agradecer, essencialmente, por existir na nossa vida. Aos meus avós, que sempre estiveram presentes, que não sabem dizer não a nada que eu precise, e que me deram tudo o que podiam. À restante família, que sempre me acarinhou, também queria agradecer.

Agradeço à Filipa, por todos os momentos, lúcidos ou não, em que me indicou o caminho, pelo companheirismo e pelo mais puro amor que todos os dias partilhamos.

Nota:

O presente trabalho foi realizado com o apoio do LNEC, no âmbito dos projectos de investigação “Promoção e garantia da qualidade nas barragens de betão” (Proc. 0401/11/17715) e “Deterioração e reabilitação de barragens de betão e alvenaria” (Proc. 0403/11/17717).

Resumo

No presente trabalho faz-se a análise da fiabilidade estrutural de barragens gravidade de betão relativamente ao cenário de deslizamento, tendo para tal sido seleccionadas doze barragens portuguesas com perfil gravidade maciço.

Foram considerados os elementos de projecto e de construção das doze obras e as acções gravíticas, da água e sísmicas inerentes a cada uma delas. As grandezas geométricas foram consideradas como determinísticas. Foram consideradas como grandezas probabilísticas as acções gravíticas (peso próprio dos materiais), da água (pressões hidrostáticas e subpressões) e sísmicas, bem como a resistência das superfícies potenciais de deslizamento da vizinhança da base da barragem.

Os parâmetros estatísticos das grandezas probabilísticas foram obtidos através de pesquisa bibliográfica, excepto o caso das subpressões, em que foi feito um tratamento estatístico dos valores observados nas fundações das barragens seleccionadas, tendo-se ajustado uma distribuição beta.

A verificação da segurança de cada obra iniciou-se considerando as disposições da regulamentação portuguesa (RSB, 2007; NPB, 1993). De seguida fez-se a análise da fiabilidade das doze barragens, considerando a abordagem dos eurocódigos estruturais, para o cenário de deslizamento pela superfície de contacto com a fundação, através do método FORM, programado especificamente para o efeito na linguagem *Matlab*, usando o algoritmo de Rackwitz and Fiessler (1978).

Os resultados obtidos mostram que os coeficientes de segurança das propriedades resistentes têm, para os estados limites de utilização, uma influência praticamente idêntica na verificação do estado limite, tendo-se obtido coeficientes parciais de segurança semelhantes para a coesão e para o coeficiente de atrito. Para os estados limites últimos, a margem de segurança prevista nas NPB (1993), através de um coeficiente global atribuído ao coeficiente de atrito, está distribuída pelas restantes grandezas aleatórias nas análises de fiabilidade, pelo que não se pode fazer uma comparação directa.

Palavras chave:

Análise probabilística, barragens gravidade de betão, deslizamento, fiabilidade e coeficientes parciais de segurança.

Abstract

For this thesis was made the structural reliability analysis of concrete gravity dams considering the sliding. Twelve dams with solid gravity profile were selected for that.

It were considered the real design and construction elements of all of them, as well as all the gravity, water and seismic loads associated to them. Dimensions were considered as deterministic. The gravity (weight of the materials), water (hydrostatics' and uplift pressures) and seismic actions, as well as the strength of the potential sliding surfaces in the proximity of the base of the dam, were considered as probabilistic.

The entire range of statistical parameters were obtained through bibliographic research, apart uplift pressures, which were calculated from data obtained on site. These data was adjusted by a beta distribution.

Safety analysis were done considering national dam codes (RSB, 2007; NPB, 1993). Reliability analysis followed the eurocodes approach for the sliding possibility in the contact between low-resistance surfaces trough FORM method, specially programmed in Matlab, using the Rackwitz and Fiessler (1978) algorithm.

The results obtained for the service limit states show the same influence of the friction coefficient and cohesion. It was achieved similar partial safety factors for both. Concerning to the ultimate limit states, the safety margin expected in NPB (1993), for the friction coefficient, is distributed by the rest of probabilistic variables on reliability analysis. Therefore, a direct comparison is not possible.

Keywords:

Probabilistic analysis, concrete gravity dams, sliding, reliability and partial safety factors.

Índice de Matérias

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xvii
1 Introdução	1
1.1 Considerações gerais sobre barragens	1
1.2 Aspectos estruturais das barragens gravidade	2
1.3 Forças actuantes e condições de estabilidade	3
1.4 Regulamentação portuguesa de segurança de barragens	5
1.5 Objectivo e âmbito da dissertação	6
1.6 Barragens portuguesas consideradas na análise	8
2 Análise probabilística da segurança estrutural	13
2.1 Conceitos de probabilidades	13
2.2 Tipos de incerteza	14
2.3 Variáveis aleatórias	15
2.4 Funções de distribuição utilizadas	16
2.5 Segurança estrutural	18
2.6 Métodos de análise da fiabilidade estrutural	18
2.7 Análise semi-probabilística	19
2.8 Análise de fiabilidade	22
2.9 Índice de fiabilidade	23
2.10 Fundamentos da análise	24
2.11 Método de fiabilidade de primeira ordem (FORM)	25
2.12 Coeficientes parciais de segurança	34
2.13 Aplicação informática desenvolvida	35

3	Modelação das acções	37
3.1	Considerações gerais	37
3.1.1	Classificação geral das acções	37
3.1.2	Especificidade das acções da água	37
3.1.3	Acções não consideradas	39
3.2	Modelação das acções	39
3.2.1	Peso próprio dos materiais	39
3.2.2	Impulso hidrostático a montante	40
3.2.3	Subpressões	41
3.2.4	Impulso hidrostático a jusante	48
3.2.5	Impulso passivo a jusante	49
3.2.6	Acção sísmica	50
3.2.7	Impulso hidrodinâmico de montante	58
4	Verificação da segurança ao deslizamento	61
4.1	Considerações gerais	61
4.2	Comportamento das superfícies de descontinuidade	62
4.2.1	Aspectos gerais	62
4.2.2	Comportamento mecânico das superfícies de descontinuidade	62
4.2.3	Critérios de resistência	64
4.2.4	Modelo de comportamento adoptado	65
4.2.5	Deslizamento na interface betão-rocha	65
4.3	Verificação da segurança em relação aos estados limites	66
4.3.1	Considerações gerais	66
4.3.2	Estados limites últimos (ELU)	68
4.3.3	Estados limites de utilização (ELUt)	70
4.4	Incertezas dos modelos	72
5	Aplicações	75
5.1	Aspectos gerais das obras consideradas na análise	75
5.2	Resolução do problema de fiabilidade	76
5.3	Resultados obtidos na análise das doze barragens	79
5.3.1	Barragem de Bouçoais-Sonim	79
5.3.2	Barragem de Corgas	82
5.3.3	Barragem de Ferradosa	85
5.3.4	Barragem de Monte Novo	88
5.3.5	Barragem de Olgas	91
5.3.6	Barragem de Pedrógão	94
5.3.7	Barragem de Penha Garcia	97
5.3.8	Barragem de Pretarouca	100
5.3.9	Barragem de Raiva	103
5.3.10	Barragem de Ranhados	106
5.3.11	Barragem de Rebordelo	109
5.3.12	Barragem de Sordo	112

5.4	Análise de resultados	115
5.4.1	Aspectos gerais	115
5.4.2	ELU: Combinação sísmica accidental	117
5.4.3	ELU: Combinação hidrostática extrema	120
5.4.4	ELUt: Combinação sísmica rara	122
6	Conclusões	127
6.1	Aspectos relevantes dos estudos efectuados	127
6.2	Desenvolvimentos futuros	129
	Bibliografia	131
A	Pressões observadas nos piezómetros	133
A.1	Barragem de Bouçoais-Sonim	134
A.2	Barragem de Corgas	135
A.3	Barragem de Olgas	136
A.4	Barragem de Pedrógão	137
A.5	Barragem de Penha Garcia	138
A.6	Barragem de Pretarouca	139
A.7	Barragem de Raiva	140
A.8	Barragem de Ranhados	141
A.9	Barragem de Rebordelo	142
A.10	Barragem de Sordo	143
B	Processo automático da análise de fiabilidade	145
B.1	Barragem de Bouçoais-Sonim	146
B.2	Barragem de Corgas	149
B.3	Barragem de Ferradosa	152
B.4	Barragem de Monte Novo	155
B.5	Barragem de Olgas	158
B.6	Barragem de Pedrógão	161
B.7	Barragem de Penha Garcia	164
B.8	Barragem de Pretarouca	167
B.9	Barragem de Raiva	170
B.10	Barragem de Ranhados	173
B.11	Barragem de Rebordelo	176
B.12	Barragem de Sordo	179

Índice de Figuras

1.1	Fluxos de tensões nos perfis gravidade devidos ao peso próprio e à pressão hidrostática	3
1.2	Cortina de impermeabilização, rede de drenagem e piezômetros executados a partir da galeria	4
1.3	Forças a considerar nas barragens gravidade	4
1.4	Localização das barragens consideradas na análise	8
2.1	Exemplo das funções densidade de probabilidade e de probabilidade acumulada	16
2.2	Procedimentos de fiabilidade	20
2.3	Caso simples de análise de fiabilidade: solicitação e resistência	20
2.4	Representação gráfica da função estado limite	25
2.5	Influência das variáveis com distribuição normal e não-correlacionadas no índice de fiabilidade e ponto de dimensionamento.	26
2.6	Formulação de Hasofer-Lind: função estado limite	28
2.7	Função estado limite não-linear com o respectivo índice de fiabilidade	29
2.8	Método FORM para uma função estado limite linear	30
2.9	Método FORM para uma função estado limite não-linear	31
3.1	Níveis de referência da albufeira	38
3.2	Subpressão com ou sem a instalação de drenos	41
3.3	Diagramas simplificados de subpressões para diferentes localizações da galeria de drenagem	42
3.4	Histograma da frequência de ocorrência dos valores de k_w	45
3.5	Distribuição de k_w de acordo com a totalidade dos dados requisitados: Aproximação a três distribuições normais conjugadas	45
3.6	Distribuição de k_w com idêntica influência dos dados de diferentes barragens. Aproximação a três distribuições normais conjugadas	46
3.7	Distribuição de k_w com idêntica influência dos dados de diferentes barragens: Aproximação a uma distribuição beta.	47
3.8	Zonamento sísmico do território nacional	51
3.9	Função probabilidade acumulada da aceleração sísmica nas zonas sísmicas relevantes	55

3.10	Função densidade probabilidade da aceleração sísmica nas zonas sísmicas relevantes	56
3.11	Acção hidrodinâmica segundo a teoria de Westergaard	58
4.1	Comportamento de superfícies de descontinuidade ao corte, com diferentes tensões de compressão	63
4.2	Efeito de escala no deslizamento de superfícies de descontinuidade	64
4.3	Modelo de comportamento das superfícies de descontinuidade. Critérios de rotura e relações entre as tensões e as variações dos deslocamentos na direcção tangencial	65
4.4	Forças actuantes na verificação de segurança para os estados limites últimos	69
4.5	Forças actuantes na verificação de segurança para os estados limites de utilização	71
5.1	Localização das barragens nos mapas sísmicos de Portugal continental . . .	77
5.2	Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Bouçoais-Sonim	79
5.3	Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Corgas	82
5.4	Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Ferradosa	85
5.5	Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Monte Novo	88
5.6	Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Olgas	91
5.7	Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Pedrógão	94
5.8	Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Penha Garcia	97
5.9	Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Pretarouca	100
5.10	Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Raiva	103
5.11	Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Ranhados	106
5.12	Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Rebordelo	109
5.13	Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Sordo	112
5.14	Coeficientes parciais de segurança e período de retorno da aceleração sísmica para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	118
5.15	Coeficientes parciais de segurança das propriedades resistentes considerando 1000 anos para o período de retorno da aceleração sísmica na combinação sísmica accidental (ELU)	119
5.16	Coeficientes parciais de segurança para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	121
5.17	Coeficientes parciais de segurança, coeficientes de combinação e período de retorno da aceleração sísmica para o estado limite de utilização, para a combinação sísmica rara	123
5.18	Coeficientes parciais de segurança das propriedades resistentes considerando 145 anos para o período de retorno da aceleração sísmica na combinação sísmica rara (ELUt)	125
A.1	Barragem de Bouçoais-Sonim. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	134

A.2	Barragem de Bouçoais-Sonim. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	134
A.3	Barragem de Corgas. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	135
A.4	Barragem de Corgas. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	135
A.5	Barragem de Olgas. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	136
A.6	Barragem de Olgas. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	136
A.7	Barragem de Pedrógão. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	137
A.8	Barragem de Pedrógão. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	137
A.9	Barragem de Penha Garcia. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	138
A.10	Barragem de Penha Garcia. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	138
A.11	Barragem de Pretarouca. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	139
A.12	Barragem de Pretarouca. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	139
A.13	Barragem de Raiva. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	140
A.14	Barragem de Raiva. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	140
A.15	Barragem de Ranhados. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	141
A.16	Barragem de Ranhados. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	141
A.17	Barragem de Rebordelo. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	142
A.18	Barragem de Rebordelo. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	142
A.19	Barragem de Sordo. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale	143
A.20	Barragem de Sordo. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas	143

Índice de Tabelas

1.1	Coefficientes de segurança (minoração) das propriedades resistentes dos materiais	6
1.2	Barragens gravidade consideradas na análise	9
2.1	Resumo das propriedades das distribuições usadas	18
2.2	Relação entre a probabilidade de falha (p_F) e índice de fiabilidade (β) . . .	23
2.3	Classes de consequências do NP-EN1990-1 (2009)	24
2.4	Valores mínimos recomendados na NP-EN1990-1 (2009) para o índice de fiabilidade (Estados Limites Últimos)	24
3.1	Valores de referência do peso específico médio do betão para barragens gravidade	40
3.2	Identificação dos piezómetros e quantidade de registos utilizados no tratamento estatístico da subpressão	43
3.3	Propriedades estatísticas de cada parcela da função descritiva da subpressão	47
3.4	Parâmetros da expressão da taxa anual de excedência de um evento sísmico nos Concelhos de implantação das barragens seleccionadas	53
3.5	Parâmetros da expressão da taxa anual de excedência de um evento sísmico nas zonas sísmicas do território nacional	54
3.6	Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas	54
3.7	Acelerações sísmicas em cada zona para 1000 anos e 145 anos de período de retorno	57
4.1	Propriedades estatísticas das grandezas resistentes do material de fundação	67
4.2	Distribuição e parâmetros estatísticos das incertezas do modelo	73
5.1	Tipo e altura dos perfis escolhidos das 12 barragens analisadas	75
5.2	Parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias	78
5.3	Barragem de Bouçoais-Sonim. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	80
5.4	Barragem de Bouçoais-Sonim. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	80

5.5	Barragem de Bouçoais-Sonim. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	81
5.6	Barragem de Bouçoais-Sonim. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	81
5.7	Barragem de Corgas. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	83
5.8	Barragem de Corgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	83
5.9	Barragem de Corgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	84
5.10	Barragem de Corgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	84
5.11	Barragem de Ferradosa. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	86
5.12	Barragem de Ferradosa. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	86
5.13	Barragem de Ferradosa. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	87
5.14	Barragem de Ferradosa. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	87
5.15	Barragem de Monte Novo. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	89
5.16	Barragem de Monte Novo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	89
5.17	Barragem de Monte Novo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	90
5.18	Barragem de Monte Novo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	90
5.19	Barragem de Olgas. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	92
5.20	Barragem de Olgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	92

5.21 Barragem de Olgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	93
5.22 Barragem de Olgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	93
5.23 Barragem de Pedrógão. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	95
5.24 Barragem de Pedrógão. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	95
5.25 Barragem de Pedrógão. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	96
5.26 Barragem de Pedrógão. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	96
5.27 Barragem de Penha Garcia. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	98
5.28 Barragem de Penha Garcia. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	98
5.29 Barragem de Penha Garcia. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	99
5.30 Barragem de Penha Garcia. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	99
5.31 Barragem de Pretarouca. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	101
5.32 Barragem de Pretarouca. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	101
5.33 Barragem de Pretarouca. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	102
5.34 Barragem de Pretarouca. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	102
5.35 Barragem de Raiva. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	104
5.36 Barragem de Raiva. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	104

5.37 Barragem de Raiva. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	105
5.38 Barragem de Raiva. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	105
5.39 Barragem de Ranhados. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	107
5.40 Barragem de Ranhados. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	107
5.41 Barragem de Ranhados. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	108
5.42 Barragem de Ranhados. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	108
5.43 Barragem de Rebordelo. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	110
5.44 Barragem de Rebordelo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	110
5.45 Barragem de Rebordelo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	111
5.46 Barragem de Rebordelo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	111
5.47 Barragem de Sordo. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993)	113
5.48 Barragem de Sordo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	113
5.49 Barragem de Sordo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	114
5.50 Barragem de Sordo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	114
5.51 Síntese dos resultados relevantes da verificação da segurança ao deslizamento das doze barragens	115
5.52 Resumo dos resultados para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	117

5.53	Coeficientes de segurança e período de retorno da aceleração sísmica para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental, correspondentes ao índice de fiabilidade objectivo	118
5.54	Coeficientes parciais de segurança considerando o período de retorno da aceleração sísmica como 1000 anos na combinação sísmica accidental (ELU)	119
5.55	Resumo dos resultados para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	120
5.56	Coeficientes parciais de segurança para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema, correspondentes ao índice de fiabilidade objectivo	121
5.57	Resumo dos resultados para o estado limite de utilização, para a combinação sísmica rara	122
5.58	Coeficientes parciais de segurança, coeficientes de combinação e período de retorno da aceleração sísmica para o estado limite de utilização, para a combinação sísmica rara	124
5.59	Coeficientes parciais de segurança considerando 145 anos para o período de retorno da aceleração sísmica na combinação sísmica rara (ELUt)	125
B.1	Barragem de Bouçoais-Sonim. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	146
B.2	Barragem de Bouçoais-Sonim. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	147
B.3	Barragem de Bouçoais-Sonim. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	148
B.4	Barragem de Corgas. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental .	149
B.5	Barragem de Corgas. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	150
B.6	Barragem de Corgas. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara .	151
B.7	Barragem de Ferradosa. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental .	152
B.8	Barragem de Ferradosa. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	153
B.9	Barragem de Ferradosa. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara .	154
B.10	Barragem de Monte Novo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	155
B.11	Barragem de Monte Novo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	156

B.12 Barragem de Monte Novo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	157
B.13 Barragem de Olgas. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	158
B.14 Barragem de Olgas. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	159
B.15 Barragem de Olgas. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	160
B.16 Barragem de Pedrógão. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	161
B.17 Barragem de Pedrógão. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	162
B.18 Barragem de Pedrógão. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	163
B.19 Barragem de Penha Garcia. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	164
B.20 Barragem de Penha Garcia. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	165
B.21 Barragem de Penha Garcia. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	166
B.22 Barragem de Pretarouca. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	167
B.23 Barragem de Pretarouca. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	168
B.24 Barragem de Pretarouca. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	169
B.25 Barragem de Raiva. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	170
B.26 Barragem de Raiva. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	171
B.27 Barragem de Raiva. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	172
B.28 Barragem de Ranhados. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	173
B.29 Barragem de Ranhados. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	174
B.30 Barragem de Ranhados. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara	175
B.31 Barragem de Rebordelo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental	176
B.32 Barragem de Rebordelo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema	177

- B.33 Barragem de Rebordelo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara . 178
- B.34 Barragem de Sordo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental . 179
- B.35 Barragem de Sordo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema 180
- B.36 Barragem de Sordo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara . 181

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações gerais sobre barragens

As barragens são, em geral, estruturas de retenção de água, podendo ser construídas com alvenaria, betão ou materiais soltos (terra ou enrocamento). Normalmente são implantadas no vale de um curso de água, podendo a água retida ser utilizada para diferentes fins, nomeadamente abastecimento das populações, rega, produção de energia, controlo de cheias, navegabilidade e actividades de lazer.

As barragens devem ser duráveis, já que são obras de engenharia de grandes dimensões e dispendiosas, quando comparadas com outros tipos de estruturas. Para além disso, estão associadas a consideráveis riscos potenciais, directamente ligados com a segurança das populações do vale a jusante, devendo ser projectadas considerando esses riscos e, também, para uma vida útil grande. Para as condições de serviço destas obras, no projecto devem as tensões máximas ser limitadas a valores muito inferiores aos limites de elasticidade dos materiais e, sendo estruturas hidráulicas, devem prevenir-se as erosões provocadas pelos escoamentos da água, tanto nas fundações como nos descarregadores.

As barragens de betão são implantadas, em regra, em maciços rochosos, já que têm boas características de rigidez e de resistência para servir de fundação a estruturas naturalmente dotadas de elevada rigidez. Os maciços rochosos apresentam-se naturalmente alterados e compartimentados por superfícies de descontinuidade, em geral em maior grau à superfície que em profundidade.

As barragens gravidade de betão convencional vibrado são constituídas por blocos separados por juntas de contracção, em regra verticais e transversais ao eixo da obra. Estas juntas são dotadas, muitas vezes, de encaixes (dentes) para permitir a transferência de esforços transversos entre blocos. A utilização, nas últimas décadas, de betão compactado com cilindros (BCC) em obras de grande desenvolvimento linear, permite ganhos na rapidez e menores custos de construção, mas as juntas de contracção induzidas são geralmente planas.

Cada barragem é uma obra particular, devendo ser cuidadosamente projectada, construída e explorada. Os estudos da fase de projecto iniciam-se com a prospecção geológica-geotécnica do local de implantação, devendo-se também avaliar a disponibilidade de materiais para a construção. A construção é iniciada com as escavações, havendo que garantir, nesta fase, a não interrupção do curso de água. Depois da betonagem dos blocos realizam-se os tratamentos da fundação (consolidação, impermeabilização e drenagem) e a eventual injeção das juntas de contracção. De seguida poderá ser iniciado o primeiro enchimento da albufeira, que constitui um verdadeiro ensaio de carga do conjunto barragem-fundação. Após o primeiro enchimento do reservatório inicia-se a fase exploração normal da obra.

Devido ao elevado risco potencial das barragens, o seu comportamento deve ser monitorizado em todas as suas fases de vida. Essa monitorização é definida no plano de observação, que é uma peça integrante do projecto (RSB, 2007).

1.2 Aspectos estruturais das barragens gravidade

As tensões internas nos perfis gravidade são, em regra, muito pequenas quando comparadas com a resistência do betão. A estabilidade destas estruturas, como corpos rígidos, depende directamente do peso próprio para contrariar os efeitos instabilizantes de outras acções. Assim, o equilíbrio da estrutura, sob a acção de forças externas, seja ao deslizamento ou ao derrubamento, tem como parcela estabilizante relevante a acção do seu peso próprio.

Em condições normais de serviço, as barragens gravidade têm um funcionamento estrutural que pode ser assimilado ao de uma cunha de transmissão à fundação das forças devidas ao peso próprio e às pressões hidrostáticas sobre o paramento de montante (Figura 1.1). Este conjunto de forças tende a instabilizar o perfil como corpo rígido, tanto ao derrubamento (rotação em torno de um eixo correspondente à extremidade inferior de jusante) como ao deslizamento (translação ao longo da superfície de descontinuidade betão-rocha ou de outras superfícies de menor resistência da vizinhança da base da barragem). Em geral é a verificação da segurança ao deslizamento que condiciona a estabilidade destas estruturas, pelo que será a considerada neste trabalho.

A entrega na fundação dos perfis gravidade é, em média, de cerca de 10% a 15% da sua altura (com mínimo de 2 m), devido à necessidade de atingir horizontes da fundação com melhor resistência e ainda mobilizar um impulso resistente a jusante. A resistência ao deslizamento considera a coesão e o atrito interno, sendo correntemente traduzida pelo critério de Mohr-Coulomb. As resistências melhoram se a superfície for irregular, através do aumento da rugosidade (Figura 1.1). A parcela de atrito é, de acordo com o critério referido, tanto maior quanto maior for a força normal à superfície.

A rugosidade da interface betão-rocha deve ser potenciada com os processos de escavação. Parte desta rugosidade poderá ser traduzida em coesão para tensões normais nulas. Nas condições de serviço poderá ser mobilizada, em conjunto com o atrito estático, de forma

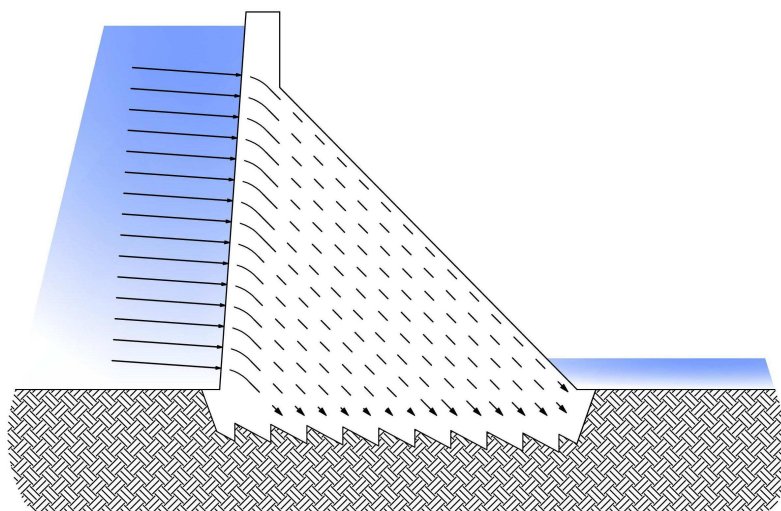


Figura 1.1: Fluxos de tensões nos perfis gravidade devidos ao peso próprio e à pressão hidrostática.

a garantir-se a imobilização (e segurança) da barragem para as condições de serviço. Em condições extremas de solicitação, correspondentes a grandes cheias e sismos, depois de vencida a coesão apenas se pode considerar mobilizável a parcela resistente de atrito.

A percolação da água nas fundações rochosas compartimentadas induz perdas de água para jusante e provoca pressões nas superfícies de descontinuidade da fundação, designadas por subpressões. Nas superfícies potenciais de deslizamento da vizinhança da base da barragem as subpressões traduzem-se numa resultante ascendente, reduzindo as tensões normais e, consequentemente, as forças resistentes de atrito.

A forma mais simples de fazer diminuir os caudais percolados na fundação é através da construção de uma cortina de impermeabilização. A redução das subpressões é conseguida através da construção de uma rede de drenagem. Dotando a barragem de uma galeria, implantada do lado de montante junto à base, é possível realizar, com facilidade, a cortina de impermeabilização, a montante, e a rede de drenagem, aproximadamente na vertical da galeria. Para avaliação da eficácia conjunta do sistema de impermeabilização e de drenagem instalam-se piezómetros a jusante, para permitir a medição das subpressões (Figura 1.2).

1.3 Forças actuantes e condições de estabilidade

As forças a considerar no dimensionamento das barragens de gravidade são (Figura 1.3) as resultantes das pressões hidrostáticas nos paramentos (FH_1 , FV_1 , FH_2 , FV_2); a resultante do peso próprio (FV_3); a resultante das pressões da água na base da barragem, ou resultante das subpressões (FV_4); e as forças de inércia do corpo da barragem e as pressões hidrodinâmicas no paramento de montante devidas a acções sísmicas (FH_5 , FV_5 , FH_6).

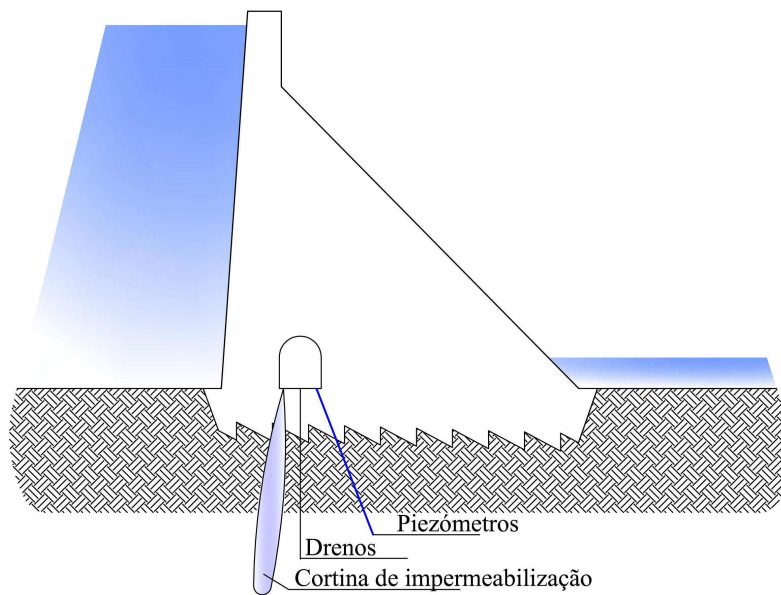


Figura 1.2: Cortina de impermeabilização, rede de drenagem e piezômetros executados a partir da galeria.

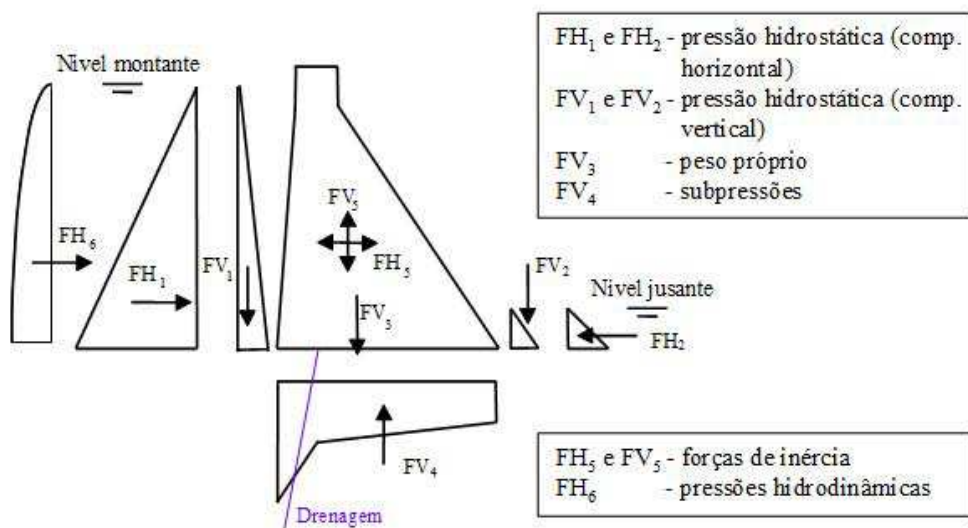


Figura 1.3: Forças a considerar nas barragens gravidade (INAG, 2001).

Como referido, o dimensionamento das barragens gravidade baseia-se na estabilidade e equilíbrio de elementos verticais isolados, os blocos da barragem, separados uns dos outros por juntas de contracção, sendo o limite de segurança, em princípio, independente da resistência mecânica do betão ou da alvenaria utilizados na construção e das tensões no corpo das estruturas, embora se exija que estas tensões não excedam limites admissíveis. Como referido, as tensões de compressão nas barragens gravidade são sempre muito baixas quando comparadas com a resistência à compressão, situando-se muito aquém do limite de linearidade da relação tensões-deformações. Já o mesmo não se passa com as tensões de tracção que, localmente, podem ocorrer. Será mesmo aceitável a existência de fissuração, desde que localizada e não evolutiva.

O deslizamento pode dar-se por planos horizontais no corpo da barragem, correspondentes às juntas de betonagem, pelo contacto barragem-fundação ou ao longo de superfícies de descontinuidade existentes na fundação. Deve verificar-se, em todas as superfícies potenciais de deslizamento, a condição,

$$F_R \geq F_S; F_R - F_S \geq 0 \quad (1.1)$$

sendo F_R a resultante das forças resistentes e F_S a resultante das forças solicitantes que tendem a provocar o deslizamento. A razão entre F_R e F_S é usualmente designada por factor de segurança ao deslizamento.

As forças resistentes são devidas à coesão e ao atrito interno nas superfícies potenciais de deslizamento e aos impulsos hidrostáticos e passivos que se geram a jusante, contrariando a cinemática do movimento. As forças que potenciam o deslizamento são os impulsos hidrostáticos e de sedimentos a montante, bem como os efeitos dos sismos, nas massas do corpo da barragem e da água do reservatório.

A resultante das tensões tangenciais resistentes V , que se geram na interface de contacto barragem-fundação ou ao longo de superfícies de descontinuidade existentes na fundação, deve verificar o critério de Mohr-Coulomb,

$$V = c \cdot B + N \cdot \tan \phi \quad (1.2)$$

sendo B a largura da base da barragem, N o esforço normal efectivo na superfície e c e ϕ a coesão e o ângulo de atrito interno da interface, respectivamente.

1.4 Regulamentação portuguesa de segurança de barragens

A regulamentação portuguesa de segurança de barragens (RSB, 2007; NPB, 1993) estipula que a verificação da segurança deve ser feita relativamente a cenários, que são situações de projecto correspondentes a envolventes de utilização das estruturas. São classificados em duas categorias, conforme correspondam às situações de uso normal das obras - cenários

correntes, ou de incidente - ou atribuíveis a ocorrências excepcionais - cenários de rotura ou de acidente. A segurança é, então, verificada para cenários de rotura, enquanto a funcionalidade é verificada para cenários correntes. Deve referir-se o estreito paralelismo que existe entre estes cenários e os estados limites últimos e de utilização, respectivamente, considerados, de acordo com os Eurocódigos, em outros tipos de estruturas.

As normas de projecto (NPB, 1993) consideram, na verificação da segurança para os diferentes cenários de dimensionamento, o método dos coeficientes globais. Como será abordado no capítulo 2, não é o mais adequado no âmbito dos conceitos de segurança da actual regulamentação europeia de estruturas (NP-EN1990-1, 2009).

No caso da verificação da segurança ao deslizamento, define-se um factor de segurança global como a razão entre os somatórios das forças estabilizantes e instabilizantes ao longo da superfície potencial de deslizamento, considerando o critério de rotura de Mohr-Coulomb,

$$FS = \frac{\sum H_R}{\sum H_S} = \frac{(\sum N - \sum U) \cdot \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi} + \frac{c \cdot A_T}{\gamma_c}}{\sum H_S} \geq 1.00 \quad (1.3)$$

onde FS o factor de segurança global, $\sum N$ o esforço normal resultante na superfície de deslizamento, $\sum U$ a resultante das subpressões (força de impulsão), $\sum H_S$ a resultante das acções horizontais, c coesão, A_T a área da secção de contacto, ϕ o ângulo de atrito interno da superfície, γ_ϕ o coeficiente de segurança do coeficiente de atrito interno ($\tan \phi$) e γ_c o coeficiente de segurança da coesão.

Os coeficientes de segurança das propriedades dos materiais, recomendados na regulamentação portuguesa, são apresentados na Tabela 1.1.

Tabela 1.1: Coeficientes de segurança (minoração) das propriedades resistentes dos materiais.

		Cenário Corrente	Cenário Ruptura
Tensões na Fundação	γ_ϕ	1.5 a 2	1.2 a 1.5
	γ_c	3 a 5	—

Os coeficientes de segurança recomendados não têm valores fixos, e encerram em si a segurança estrutural apenas na vertente das resistências. A variabilidade das acções não é explicitamente considerada, deixando esse aspecto aos critérios de boa prática e experiência dos projectistas.

1.5 Objectivo e âmbito da dissertação

Este trabalho tem por objectivo realizar a verificação da segurança ao deslizamento das principais barragens gravidade de betão portuguesas com perfil maciço, utilizando uma

abordagem probabilística da segurança, tendo em vista uma avaliação preliminar dos coeficientes de segurança parciais a usar num formato semi-probabilístico, à semelhança do considerado nos regulamentos actuais relativos a outros tipos de estruturas.

Foram seleccionadas as grandes barragens portuguesas que obedecem às condições referidas, perfazendo um total de 12 (cerca de 20% no universo de cerca de 60 grandes barragens de betão e de alvenaria). São elas (por ordem alfabética): Bouçoais-Sonim, Corgas, Ferradosa, Monte Novo, Olgas, Pedrógão, Penha Garcia, Pretarouca, Raiva, Ranhados, Rebordelo e Sordo. As características destas obras serão apresentadas adiante.

Para o desenvolvimento do trabalho foi necessário caracterizar as acções e as resistências como variáveis aleatórias, tendo-se dado especial atenção à definição probabilística das subpressões e dos sismos, no que diz respeito às acções, e da coesão e do coeficiente de atrito, no que toca às resistências.

Na pesquisa das distribuições de probabilidade que melhor se ajustam às subpressões foram considerados os resultados da observação piezométrica das barragens atrás referidas. Para as acções sísmicas foram considerados as disposições do Eurocódigo 8, bem como alguns resultados dos estudos recentes levados a efeito no Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (NESDE) do LNEC. No que diz respeito à caracterização probabilística da resistência de superfícies de descontinuidade, recorreu-se a diversas fontes bibliográficas.

Foi desenvolvida uma aplicação em *MatLab*, baseada num método de fiabilidade de primeira ordem (FORM), para a avaliação da segurança ao deslizamento das barragens escolhidas.




1.6 Barragens portuguesas consideradas na análise




As barragens gravidade consideradas no presente trabalho estão localizadas no território continental de Portugal (Figura 1.4). Na Tabela 1.2 são apresentadas as principais características e uma vista de jusante de cada uma delas.


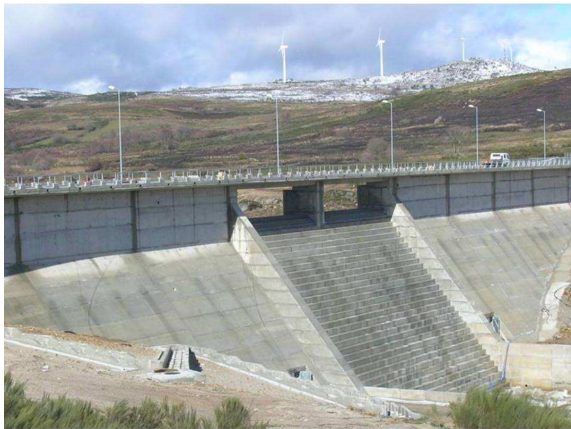






Figura 1.4: Localização das barragens consideradas na análise.

Tabela 1.2: Barragens gravidade consideradas na análise.

Barragem Altura Maciço de fundação Ano de conclusão	Vista de jusante
Bouçoais-Sonim 43.00 m Granitos 2004	
Corgas 30.00 m Xistos 1991	
Ferradosa 34.40 m Xistos 2007	

<p>Barragem Altura Maciço de fundação Ano de conclusão</p>	<p>Vista de jusante</p>
<p>Monte Novo 30.00 m Xistos e grauvaques 1982</p>	 A photograph of the Monte Novo Dam, a concrete gravity dam with a wide spillway. The dam is situated in a dry, hilly landscape under a clear blue sky. A gravel road leads towards the base of the dam.
<p>Olgas 34.50 m Xistos 2007</p>	 A photograph of the Olgas Dam, a concrete gravity dam with a stepped spillway. The dam is surrounded by green vegetation and a body of water is visible behind it.
<p>Pedrógão 43.00 m Granitos 2005</p>	 A photograph of the Pedrógão Dam, a concrete gravity dam with a stepped spillway. The dam is situated in a hilly area with green vegetation and a body of water is visible behind it.

Barragem Altura Maciço de fundação Ano de conclusão	Vista de jusante
Penha Garcia 25.00 m Xistos 1979	
Pretarouca 28.50 m Granitos 2007	
Raiva 36.00 m Xistos e grauvaques 1981	

Barragem Altura Maciço de fundação Ano de conclusão	Vista de jusante
Ranhados 41.40 m Granitos 1986	 A photograph of the Ranhados Dam, a concrete gravity dam with a sloped upstream face. The dam is situated in a valley with dry, yellowish-brown vegetation on the slopes. The river flows from the dam towards the foreground.
Rebordelo 35.50 m Granitos 2004	 A photograph of the Rebordelo Dam, a concrete gravity dam with a stepped upstream face. The dam is built into a rocky gorge. Water is visible flowing over the spillway at the base of the dam.
Sordo 36.00 m Granitos 1997	 A photograph of the Sordo Dam, a concrete gravity dam with a stepped upstream face. The dam is surrounded by lush green vegetation on the slopes. The river flows from the dam towards the foreground. A small yellow signature 'M. Almeida 2011' is visible in the bottom right corner of the image.

Capítulo 2

Análise probabilística da segurança estrutural

2.1 Conceitos de probabilidades

Um sistema estrutural pode se considerar como contendo incertezas quando não temos completo conhecimento sobre alguns aspectos que descrevem esse sistema e o seu comportamento, seja o modelo utilizado ou os valores dos seus parâmetros (Viegas, 2008). É conhecido que no ramo de engenharia civil, largos fenómenos são caracterizados com incertezas. A consideração das incertezas nas verificações de segurança significa introduzir o conhecimento probabilístico dos fenómenos envolventes ao sistema estrutural em específico.

Na engenharia de estruturas, mais concretamente, nas verificações de segurança, quando se assume os caracteres probabilísticos nas grandezas de interesse, usa-se, imperceptivelmente, a definição probabilística de Bayes. Na interpretação de Bayes, a probabilidade de dado evento é formulada como o grau de confiança que se tem na ocorrência desse evento. Tal grau de confiança é baseado na experiência e nos conhecimentos sobre o acontecimento em causa. Como se pretende seguir a linha traçada na criação do modelo JCSS (2000) para a constituição dos novos regulamentos, será do conhecimento técnico a responsabilidade pela limitação das probabilidades de rotura - o acontecimento - em cada situação em específico. Assim, no decorrer do estudo, regido por esta teoria, qualquer parâmetro de propriedades subjectivas ou desconhecidas deve ser sujeito a um tratamento estatístico com base nos dados recolhidos em observações relevantes. Segundo Faber (2005), o facto subentendido na teoria de Bayes é que a falta de conhecimento deverá conduzir a que se assumam os respectivos parâmetros como variáveis probabilísticas, pois, no âmbito da engenharia de estruturas, não deverá haver barreiras ao dimensionamento, apesar da possível falta de conhecimento sobre alguns parâmetros, sendo, para isso, as ferramentas probabilísticas um meio de modelar as limitações do conhecimento.

Estas ferramentas são úteis na modelação da incerteza e na modelação das resistências

e das acções como variáveis aleatórias. A incerteza de cada parâmetro será modelada recorrendo a funções de densidade probabilidade, cujos parâmetros são, quando possível, assumidos com base na bibliografia e na experiência prévia, ou em caso de impossibilidade, extrapolados de estudos estatísticos baseados em diversas observações.

2.2 Tipos de incerteza

A maioria dos fenómenos no mundo contém um certo grau de incerteza. Assim, é impossível garantir a segurança absoluta, mas apenas limitar o risco associado a dada estrutura.

As incertezas que surgem na análise de um sistema estrutural e que condicionam a avaliação do comportamento de uma estrutura podem classificar-se como (Henriques, 1998):

- **Incerteza física:** É reconhecido pela comunidade científica baseado no estudo, na experiência prática e nos dados recolhidos que os materiais apresentam uma natureza incerta quanto às suas propriedades, geometria, variabilidade e simultaneidade de diferentes acções, daí serem tipicamente apelidados de heterogéneos. A incerteza física pode ser limitada por um controlo rigoroso e conveniente de qualidade. Este tipo de incerteza não sendo quantificável naturalmente, pode ser estimado através de observações de modelos semelhantes, ou efectuando um tratamento estatístico do histórico de dados disponível.
- **Incerteza estatística:** Esta incerteza está relacionada com os erros que se admitem na atribuição de uma determinada distribuição às variáveis aleatórias. Geralmente, essa escolha, ou mesmo a criação de uma nova função paramétrica que descreva os resultados esperados, será a melhor aproximação que se garante para os dados disponíveis, mas que não deixa de ser isso, uma aproximação. Esta incerteza é inerente ao problema, e a maneira de a restringir, é garantindo um melhor fundamento na escolha da distribuição das variáveis relacionada com a recolha de maior quantidade de informação. Neste estudo foi necessário realizar, como será indicado, um tratamento estatístico de uma das variáveis aleatórias relevantes, a subpressão, cujos resultados serão apresentados no capítulo 3.2.3.
- **Incerteza do modelo:** Advém das aproximações que se fazem para o comportamento estrutural. Será incorporada na análise e aprofundada na secção 4.4.
- **Incerteza humana:** Resulta da obrigatoriedade do envolvimento humano no dimensionamento, construção e utilização da estrutura. Ao longo das várias etapas do processo de construção e utilização duma estrutura, ocorrem erros que aumentam significativamente a incerteza no comportamento estrutural.

2.3 Variáveis aleatórias

Em geral, repetidas medições ou leituras dos fenómenos de interesse para os problemas a analisar geram múltiplos resultados (e.g. os ensaios de compressão de prismas de betão). A obtenção de múltiplos resultados sem nenhum padrão ou proporcionalidade é descrito como incerteza, variabilidade ou estocasticidade. Os fenómenos ou parâmetros que apresentam variabilidade são designados de variáveis aleatórias.

Para fenómenos físicos, como os que estão intrinsecamente ligados à engenharia civil, as variáveis são, em geral, variáveis contínuas pois elas representam grandezas físicas que podem tomar qualquer valor num intervalo.

As variáveis aleatórias deverão ser construídas de modo a contabilizar todo o tipo de incertezas relevantes na análise. Na maioria dos casos, é suficiente modelar as incertezas nas variáveis aleatórias atribuindo às mesmas uma função distribuição (tipo de distribuição) e as suas características distributivas (forma da distribuição) estimados com base nas estatísticas e/ou em informação subjectiva.

A função que representa a distribuição de probabilidade caso a variável aleatória seja contínua é chamada de função densidade de probabilidade (pdf), $f_X(x)$. Com base nesta função pode calcular-se a probabilidade da variável assumir um valor dentro de um intervalo especificado, $[a,b]$,

$$P[a \leq X \leq b] = \int_a^b f_X(x)dx \quad (2.1)$$

A probabilidade dessa variável aleatória, X , ser menor que um dado valor, x , é dada pela função distribuição acumulada (cdf),

$$F_X(x) = P[X \leq x] = \int_{-\infty}^x f_X(x)dx \quad (2.2)$$

onde $F_X(x)$ é a função distribuição acumulada da variável aleatória X , no ponto x ; $P[X \leq x]$ é a probabilidade do valor da variável aleatória, X , ser menor que o dado valor, x .

A função distribuição acumulada é a que melhor se enquadra no raciocínio da engenharia civil. Em muitos casos, onde a variável aleatória é alguma grandeza que seja uma solicitação ao sistema, quer-se conhecer a probabilidade de certo valor dessa grandeza ser excedido. Lógica análoga é feita para uma grandeza representando propriedades resistentes, onde se procura saber a probabilidade da variável aleatória ser menor que certo valor. Esta probabilidade de exceder ou limitar os valores, da solicitação ou da resistência, respectivamente, é equivalente a falar-se do grau de confiança estatístico dessas grandezas.

As propriedades da função distribuição acumulada são:

- Varia entre 0 e 1;
- $F(-\infty) = 0$;
- $F(+\infty) = 1$;
- É monótona não-decrescente.

A Figura 2.1, ilustra, genericamente, a função densidade de probabilidade e a função de distribuição acumulada.

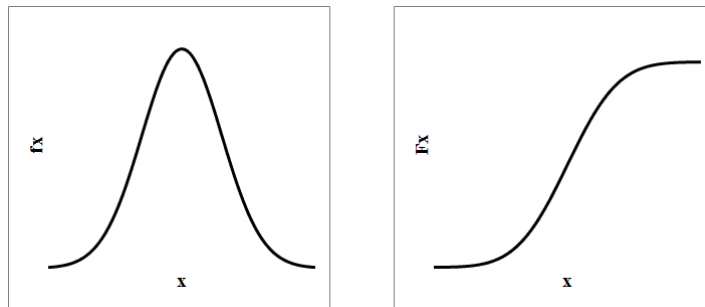


Figura 2.1: Exemplo das funções densidade de probabilidade e de probabilidade acumulada.

Nesta análise, foram consideradas as seguintes grandezas como variáveis aleatórias, e que serão detalhadamente descritas nos capítulos 3 e 4:

- O peso específico da betão;
- O peso específico do água;
- O efeito da redução da subpressão;
- A tangente do ângulo de atrito interno das discontinuidades da fundação;
- A tangente do ângulo de atrito interno do maciço rochoso de jusante;
- A coesão;
- A aceleração sísmica.

2.4 Funções de distribuição utilizadas

Uma variável aleatória é caracterizada por uma distribuição de probabilidades, cujas propriedades podem ser apresentadas resumidamente através dos seus momentos estatísticos (Faber, 2005).

O momento m_i , de ordem i , de uma variável contínua é definido por,

$$m_i = \int_{-\infty}^{\infty} x^i \cdot f_X(x) dx \quad (2.3)$$

A média de uma variável contínua, μ_X , também conhecida por primeiro momento, é,

$$\mu_X = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f_X(x) dx \quad (2.4)$$

A variância, σ_X^2 , é definida como o segundo momento central, ou seja, para variáveis contínuas é a variação em torno da média,

$$\sigma_X^2 = Var[X] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 \cdot f_X(x) dx \quad (2.5)$$

O desvio-padrão, σ_X , é definido como a raiz quadrada da variância,

$$\sigma_X = \sqrt{Var[X]} \quad (2.6)$$

O cociente entre o desvio-padrão, σ_X , e a média, μ_X da variável aleatória X é denominado de coeficiente de variação, $CoV[X]$ e é dado por,

$$CoV[X] = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (2.7)$$

Este coeficiente fornece uma quantificação adimensional da variabilidade de uma variável aleatória. Verifica-se que vários parâmetros estruturais, como seja o ângulo de atrito interno, apresentam um coeficiente de variação constante, independente da média.

Os parâmetros atrás descritos, média e desvio-padrão, são as conhecidas características distributivas que darão forma à distribuição. No entanto, é necessário assumir-se um tipo de distribuição específico para cada variável aleatória.

Embora cada parâmetro tenha uma distribuição probabilística diferente, verifica-se que vastos conjuntos de variáveis são bem aproximados por um reduzido número de tipos de distribuição probabilísticas.

Como referem os regulamentos europeus (NP-EN1990-1, 2009) normalmente são utilizadas distribuições log-normal para os parâmetros de resistência dos materiais e da estrutura.

Assumir as distribuições de probabilidades para cada variável aleatória é um passo essencial para a modelação da incerteza dessa grandeza, como aqui se pretende. Tendo uma distribuição e as características distributivas atribuídas a cada variável, estão reunidas as

condições para se proceder ao estudo. A tabela 2.1 resume as propriedades das distribuições usadas neste trabalho.

Tabela 2.1: Funções densidade de probabilidade utilizadas.

Tipo de Distribuição	Parâmetros	Momentos
Normal	μ	μ
$f_X(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \exp(-\frac{1}{2} \cdot (\frac{x-\mu}{\sigma})^2)$	$\sigma > 0$	σ
Log-normal	λ	$\mu = \exp(\lambda + \frac{\zeta^2}{2})$
$f_X(x) = \frac{1}{x \cdot \zeta \cdot \sqrt{2\pi}} \exp(-\frac{1}{2} \cdot (\frac{\ln(x)-\lambda}{\zeta})^2)$	$\zeta > 0$	$\sigma = \sqrt{\exp(2\lambda + \frac{\zeta^2}{2}) \cdot (\exp(\zeta^2) - 1)}$
Beta	α	$\mu = \frac{\alpha}{\alpha+\beta}$
$f_X(x) = \frac{x^{\alpha-1}(1-x)^{\beta-1}}{\int_0^1 u^{\alpha-1}(1-u)^{\beta-1} du}$	$\beta > 0$	$\sigma = \sqrt{\frac{\alpha\beta}{(\alpha+\beta)^2(\alpha+\beta+1)}}$

2.5 Segurança estrutural

A segurança estrutural pode ser definida considerando que a resistência, R , tem que ser superior que o correspondente efeito das acções, S ,

$$R \geq S \quad (2.8)$$

Interessa notar que não é relevante como é que a resistência ou solicitação são modelados ou descritos, desde que satisfaçam este critério (expressão (2.8)). No entanto, a maioria dos parâmetros de interesse na engenharia em geral, e neste caso em particular, sejam resistências ou solicitações, são variáveis aleatórias. Em virtude da incerteza inerente ao problema, é impossível garantir que a expressão (2.8) é verificada. Em vez disso, a garantia de segurança apenas se pode assumir como uma probabilidade de sucesso em satisfazer os critérios de segurança e de comportamento estrutural.

2.6 Métodos de análise da fiabilidade estrutural

Em geral, os métodos de análise da fiabilidade estrutural dividem-se em quatro níveis (Neves and Cruz, 2001):

- Determinísticos (Nível 0): que não consideram a variabilidade das resistências e solicitações. A incerteza do problema é quantificado globalmente e introduzida através de um único parâmetro, coeficiente global de segurança. O facto de este factor não depender das grandezas, directamente, mas sim de uma comparação histórica

desse mesmos valores, torna este método desenquadrado da exigência inerente à segurança estrutural.

- Semi-probabilísticos (Nível I): baseiam-se na utilização de coeficientes parciais de segurança, que afectam, quer resistências quer solicitações. Cada variável é obtida pelos valores característicos afectados dos respectivos coeficientes parciais de segurança.
- Probabilístico simplificado (Nível II): as variáveis são descritas através da sua média e desvio-padrão, e são contabilizadas as possíveis relações entre grandezas (acontecimentos dependentes) numa matriz de covariância. É definida uma função estado limite que representa a fronteira entre o aceitável (valores positivos) e o não-aceitável (valores negativos). A segurança estrutural é garantida, em relação a um estado limite específico, se a probabilidade da função estado limite assumir valores negativos for inferior a um determinado valor.
- Totalmente probabilístico (Nível III): são contabilizadas distribuições conjuntas de todas as grandezas relevantes na análise. Em parâmetros insuficientemente conhecidos, geralmente, a partir de observações, são propostas distribuições estatísticas que melhor se aproximem do comportamento das variáveis aleatórias em questão.

De acordo com o Eurocódigo 0 (NP-EN1990-1, 2009), embora os métodos totalmente probabilísticos forneçam respostas correctas ao problema da fiabilidade, são raramente utilizados na calibração dos regulamentos de projecto devido à frequente falta de dados estatísticos. Os métodos probabilísticos simplificados, onde se incluem os métodos FORM (explicado posteriormente), conduzem a resultados que, para a maioria das aplicações estruturais, podem ser considerados suficientemente rigorosos (NP-EN1990-1, 2009).

É do objectivo da comunidade científica desenvolver regulamentos que conduzam a uma maior economia e níveis de segurança aceitáveis tornando o dimensionamento um processo relativamente simples. Assim, os Eurocódigos baseiam-se na aplicação de métodos semi-probabilísticos apoiados em análises probabilísticas.

2.7 Análise semi-probabilística

O objectivo da engenharia consiste em dimensionar e construir estruturas que apresentem segurança, capacidade de serviço, durabilidade e bom desempenho de acordo com critérios pré-estabelecidos.

Considere-se o caso simples em que se tem duas variáveis, R , capacidade resistente do sistema estrutural, e S , efeitos das acções sobre a estrutura (Figura 2.3). Ambas, S e R , são variáveis aleatórias. Na figura pode notar-se a variabilidade caracterizada pelas médias, μ_R e μ_S , os desvios-padrão, σ_R e σ_S , e as respectivas funções densidade probabilidade,

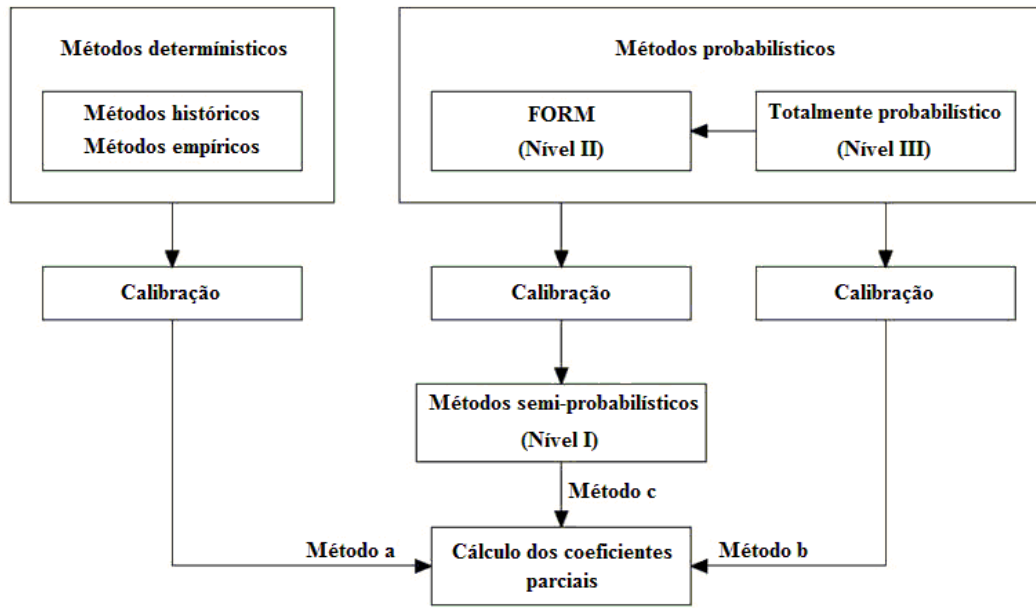


Figura 2.2: Enquadramento geral dos métodos de fiabilidade (NP-EN1990-1, 2009).

$f_R(r)$ e $f_S(s)$. A figura também identifica os seus valores determinísticos ou nominais, S_N e R_N , respectivamente, usados, habitualmente, na convencional abordagem de factores de segurança.

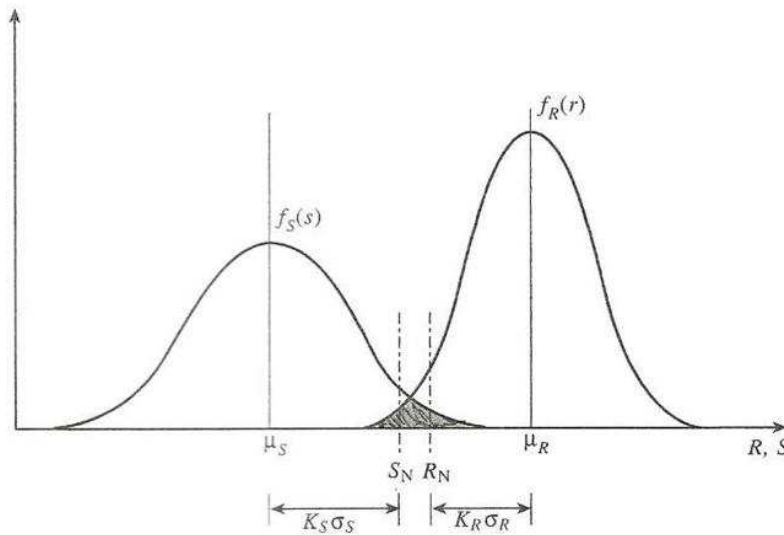


Figura 2.3: Caso simples de análise de fiabilidade: solicitação e resistência (Haldar and Mahadevan, 2000).

Na abordagem convencional a segurança é descrita pelo parâmetro FS , dado por,

$$FS = \frac{R_N}{S_N} \quad (2.9)$$

onde FS é o factor de segurança. Este factor representa a margem de segurança estrutural que é tanto maior quanto maior for a distância entre S_N e R_N .

A resistência ou capacidade nominal ou característica é um valor conservativo, cuja distância à média depende da propriedade que representa. A acção nominal é, também ela, um valor conservativo, maior que o seu valor médio.

Este procedimento é visto como a tentativa dos antigos regulamentos introduzirem uma margem de segurança adequada. No entanto, esta margem de segurança depende de vários factores, nomeadamente da incerteza da acção ou da resistência e de quão conservadoramente os seus valores nominais são escolhidos. Por isso, este factor de segurança pode, por vezes, falhar na garantia de segurança de acordo com todos os critérios de desempenho ou comportamento exigidos.

Com o objectivo de ter em conta valores coerentes e justificáveis para cada grandeza relevante, é necessário proceder-se a uma análise semi-probabilística, introduzindo o conceito de coeficientes parciais de segurança. Toma-se, para isto, como exemplo, o mesmo caso ilustrado na Figura 2.3.

Para isto, como principio a seguir, é desejável o desenvolvimento e prática de uma metodologia de dimensionamento que seja regida por dois objectivos distintos mas comuns a qualquer estrutura: maximizar os níveis de segurança e minimizar os custos. Assim, uma estrutura deve ser dimensionada, construída e mantida para que seja, de um modo económico, adequada ao seu uso durante a sua vida. Este é o princípio presente no código modelo JCSS (2000), desenvolvido para uniformizar o desenvolvimento de novos regulamentos para a verificação probabilística da segurança de estruturas.

Os factores de segurança globais, usados na abordagem determinística, não oferecem a informação adequada e suficiente para se garantir um óptimo uso dos recursos. Por outro lado, a análise probabilística contém a informação necessária para um mais correcto dimensionamento, pois traz racionalidade na consideração da incerteza no dimensionamento, sem desprezar a experiência e perícia obtida na análise de qualquer sistema em particular.

Resumindo, a utilização da análise semi-probabilística nas novas normas tem como propósito prover o dimensionamento estrutural de mais informação sobre o seu real comportamento, a influência das diferentes grandezas no seu desempenho e a interacção entre parâmetros distintos.

2.8 Análise de fiabilidade

O modo de dotar a análise e o dimensionamento de conservadorismo é explicado tomando a área a sombreado na Figura 2.3, como uma medida qualitativa da probabilidade de rotura. Esta área depende de três factores:

- A posição relativa das duas curvas: quanto maior for a distância entre os valores médios, menor será a probabilidade de rotura.
- A dispersão das duas curvas, caracterizada aqui pelos desvios-padrão; quanto menor for a dispersão, menor será a probabilidade de rotura, pois as curvas seriam mais estreitas.
- A forma das duas curvas, representadas pela sua função densidade probabilidade.

Maior segurança pode ser alcançada escolhendo valores de dimensionamento tais que a área a sombreado seja menor. Os métodos convencionais tentam cumprir este requisito, movendo as curvas como o auxílio de factores de segurança.

Uma abordagem mais precisa e racional, seria dimensionar as estruturas em função das três condicionantes que limitam este valor. Esta é a base da análise de fiabilidade, obter valores de dimensionamento que resultem num risco aceitável.

O conceito de análise de fiabilidade, introduzido por Freudenthal em 1956 (Haldar and Mahadevan, 2000), vislumbra-se como o procedimento racional para incorporar toda a informação apresentada na Figura 2.3 na análise de segurança estrutural.

Considerando que as incertezas associadas à solicitação e à resistência são expressas através da função densidade probabilidade, pode-se exprimir uma medida do risco em termos de probabilidade de falha, como $P(R < S)$,

$$p_F = P(R < S) = \int_0^\infty \left[\int_0^s f_R(r) dr \right] \cdot f_S(s) ds = \int_0^\infty F_R(s) \cdot f_S(s) ds \quad (2.10)$$

onde $F_R(s)$ é a função densidade acumulada de R em s (Haldar and Mahadevan, 2000).

A expressão (2.10) é a expressão básica do dimensionamento segundo o conceito de análise de fiabilidade. No entanto, a função densidade acumulada da resistência, R , e a função densidade probabilidade da solicitação, S , nem sempre podem ser expressas numa forma explícita ou analítica, o que torna impossível a integração directa desta expressão (Haldar and Mahadevan, 2000). Por isso, é necessário desenvolver metodologias numéricas de resolução da expressão (2.10).

2.9 Índice de fiabilidade

Nos métodos semi-probabilísticos, a segurança pode ser expressa com o índice de fiabilidade, β , relacionado com a probabilidade de falha por,

$$p_F = \Phi(-\beta) \quad (2.11)$$

em que Φ é a função acumulada da distribuição normal reduzida.

A relação entre a probabilidade de falha e o correspondente índice de fiabilidade está indicada na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Relação entre a probabilidade de falha (p_F) e índice de fiabilidade (β).

p_F	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1.28	2.32	3.09	3.72	4.27	4.75	5.20

O código modelo JCSS (2000) define índices de fiabilidade mínimos aceitáveis consoante o tipo e importância da estrutura, com base em duas propriedades fundamentais: as consequências de falha ρ e os custos associados ao aumento da segurança.

Tendo em conta os diferentes níveis de fiabilidade exigidos para estruturas de importância diferente, o Eurocódigo (NP-EN1990-1, 2009), utilizando a definição de consequência da rotura em termos de classes de consequências como apresentado na Tabela 2.3.

No entanto as barragens são, geralmente, classificadas com uma classe de consequências superior a CC3 o que exigiria para cada uma delas um estudo específico das consequências e uma análise custo-benefício.

O índice de fiabilidade aceitável pode ainda ser definido em função do tipo de rotura da estrutura. É de esperar que numa rotura dúctil o índice de fiabilidade exigido seja menor que para uma rotura frágil, devido à impossibilidade de evacuação e consequente aumento das consequências da falha.

A Tabela 2.4 indica os valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade associados às classes de fiabilidade, apresentados na NP-EN1990-1 (2009), baseados nas exigências do modelo JCSS (2000).

Em que o cálculo dos valores do índice de fiabilidade referentes a períodos de retorno diferentes do anual é dado por,

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n \quad (2.12)$$

Tabela 2.3: Definição das classes de consequências do NP-EN1990-1 (2009).

Classes de consequências	Descrição	Exemplos de edifícios e de obras de engenharia civil
CC3	Consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes.	Bancadas, edifícios públicos em que as consequências de colapso são elevadas.
CC2	Consequência média em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais razoavelmente importantes.	Edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos em que as consequências de colapso são médias.
CC1	Consequência baixa em termos de perda de vidas humanas; e consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes ou desprezíveis.	Edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente por pessoas.

Tabela 2.4: Valores mínimos recomendados na NP-EN1990-1 (2009) para o índice de fiabilidade (Estados Limites Últimos).

Classes de Fiabilidade	Valores mínimos de β	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
RC3	5.2	4.4
RC2	4.7	3.8
RC1	4.2	3.2

onde n é a vida útil da estrutura, em anos, e β_1 é o índice de fiabilidade relativo a um período de referência de 1 ano.

2.10 Fundamentos da análise

O primeiro passo para o cálculo da fiabilidade ou da probabilidade de rotura é especificar o critério de desempenho ou de comportamento, os respectivos parâmetros de solicitação e resistência de interesse, X_i , e as relações entre eles. Essa relação é designada por margem de segurança, Z , e é descrita como,

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.13)$$

O estado limite é definido como $Z = g(\dots) = 0$ (Figura 2.4), correspondendo $Z > 0$ ao

cumprimento dos requisitos (não falha) $Z < 0$ ao não cumprimento dos requisitos (falha). Sendo que $Z = g(\dots) = 0$ é designada de equação estado limite.

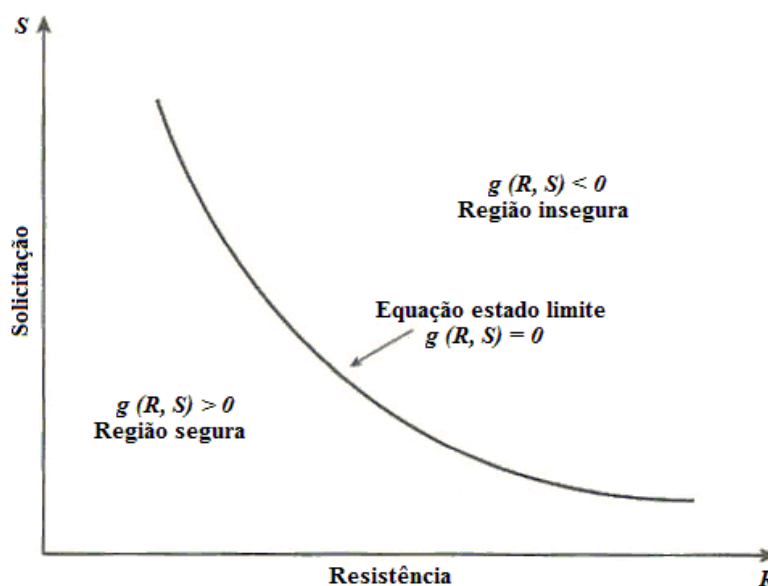


Figura 2.4: Representação gráfica da função estado limite (adaptado de Haldar and Mahadevan, 2000).

Conhecendo o significado da margem de segurança, Z , a probabilidade de falha, p_f , é dada pelo integral,

$$p_f = \int \cdots \int_{g(\dots) < 0} f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \cdots dx_n \quad (2.14)$$

onde $f_X(x_1, x_2, \dots, x_n)$ é a função densidade probabilidade conjunta das variáveis aleatórias e a integração é feita no domínio que descreve a zona de rotura, ou seja, representa a área conjunta na região não-segura.

O cálculo analítico deste integral só é possível quando a função de estado limite, g , é muito simples, sendo o cálculo numérico apenas computacionalmente possível quando o número de variáveis aleatórias é pequeno.

De modo a permitir determinar a probabilidade de falha de qualquer sistema foram desenvolvidos métodos aproximados como sejam o FORM e o SORM.

2.11 Método de fiabilidade de primeira ordem (FORM)

No âmbito deste estudo utilizar-se-á o método de fiabilidade de primeira ordem (FORM) para o cálculo das probabilidades de falha.

Deste método resulta os valores de cálculo de todas as variáveis básicas, para a verificação da segurança (Figura 2.2). Como já foi explicado, considera-se que o dimensionamento é suficiente se os estados limites não forem violados quando se introduz os valores de cálculo ou de dimensionamento nos modelos de análise,

$$E_d < R_d \quad (2.15)$$

em que E é o valor do efeito das acções e R o valor da resistência. O índice “ d ” refere-se aos valores de cálculo ou dimensionamento.

Pode-se simplesmente representar o estado limite (S) na Figura 2.5, onde são perceptíveis tanto a influência da distribuição do efeito das acções (E) como da resistência (R), como ainda o valor do ponto de dimensionamento (P) e o respectivo índice de fiabilidade (β), num sistema de coordenadas reduzido:

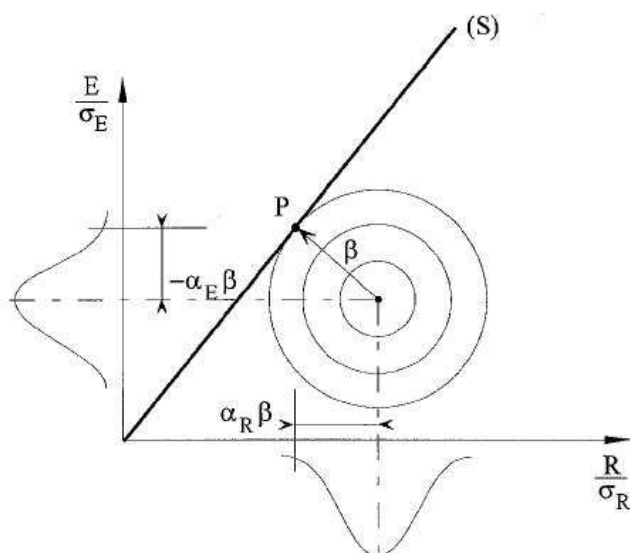


Figura 2.5: Ponto de cálculo e índice de fiabilidade de acordo com o método de fiabilidade de primeira ordem (FORM) para variáveis com distribuição normal e não-correlacionadas (NP-EN1990-1, 2009).

Usar-se-á a formulação de Hasofer-Lind (Haldar and Mahadevan, 2000) para o método de fiabilidade de primeira ordem.

A formulação de Hasofer-Lind (H-L) é aplicável para variáveis aleatórias de distribuição normal, sendo necessário definir as variáveis reduzidas,

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2.16)$$

onde X'_i é a variável aleatória reduzida com média zero e desvio-padrão unitário. A expressão (2.16) é utilizada para transformar a expressão estado limite, $g(x) = 0$, numa expressão estado limite reduzida, $g'(x) = 0$, substituindo as variáveis aleatórias pelas variáveis aleatórias reduzidas. Se X_i é uma variável aleatória com distribuição normal, X'_i será uma variável aleatória normalizada com distribuição normal, como já referido, de média zero e desvio padrão unitário. O sistema de coordenadas formado pelas variáveis normalizadas, X'_i , é referido como sistema de coordenadas reduzido ou transformado.

Neste sistema de coordenadas reduzido, pode-se definir o índice de fiabilidade ou de segurança, β , como a distância mínima entre a origem do sistema de coordenadas e a superfície de estado limite reduzida,

$$\beta = \sqrt{\{x'^*\}^T \cdot \{x'^*\}} \quad (2.17)$$

onde x'^* é o vector das coordenadas das variáveis aleatórias no ponto da função estado limite reduzida cuja distância para a origem do referencial reduzido é mínima, denominado ponto de dimensionamento.

Esta formulação pode ser mais perceptível com o apoio da Figura 2.6, com o exemplo, novamente, de duas variáveis aleatórias, uma representativa da resistência, R , e outra representativa da solicitação, S , definindo-se o estado limite pela expressão,

$$Z = R - S = 0 \quad (2.18)$$

Se ambas as variáveis tiverem distribuição normal, podem definir-se as variáveis reduzidas,

$$R' = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (2.19)$$

$$S' = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (2.20)$$

Se se proceder à sua substituição na expressão (2.18),

$$Z = g(R, S) = \sigma_R \cdot R' - \sigma_S \cdot S' + \mu_R - \mu_S = 0 \quad (2.21)$$

Tranforma-se a função estado limite na função estado limite reduzida (expressão (2.21)). Esta função transformada é representada na Figura 2.6(b), assim como as regiões de segurança e de rotura.

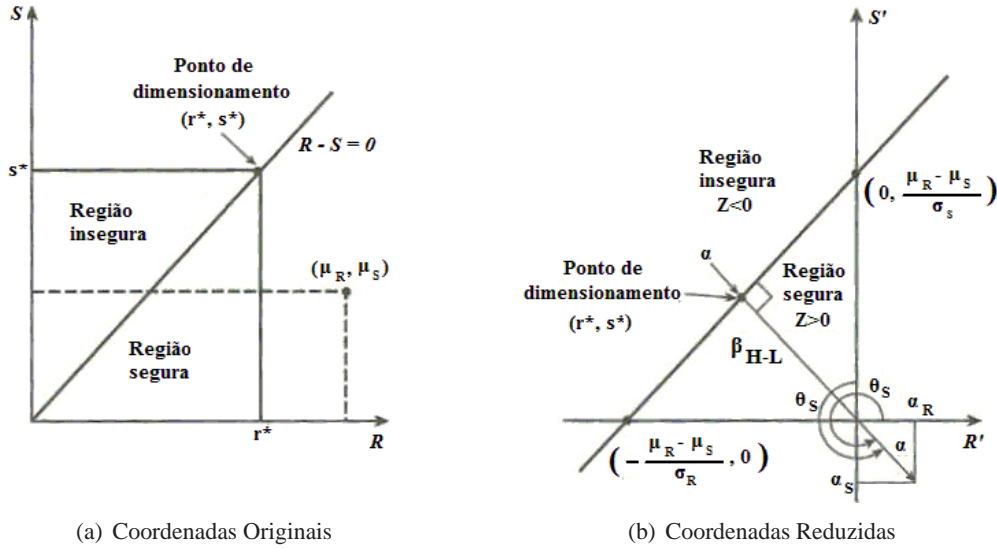


Figura 2.6: Formulação de Hasofer-Lind: função estado limite (adaptado de Haldar and Mahadevan, 2000).

Pode-se concluir que quanto mais próximo estiver a linha de rotura (linha de estado limite) da origem do referencial, a região de rotura é maior; por complementaridade, quanto mais afastada estiver, menor será essa região, logo mais seguro será o sistema. Portanto, a posição relativa entre a superfície de estado limite e a origem é a medida de fiabilidade do sistema.

Essa distância pode ser calculada com base na informação apresentada na Figura. Sendo a intersecção da função estado limite reduzida com os eixos R' e S' , $[-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sigma_R}, 0]$ e $[0, \frac{\mu_R - \mu_S}{\sigma_S}]$, respectivamente, obtém-se,

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.22)$$

No entanto, a maior parte dos estados limites, tanto na sua versão original como transformada, não são funções lineares.

O objectivo continua a ser encontrar o ponto de dimensionamento (i.e. o ponto cuja distância para a origem do referencial reduzido seja mínima), e o valor dessa distância (i.e. o índice de fiabilidade), ainda que a função estado limite reduzida não seja linear.

Como mostra a Figura 2.7, pode-se entender que x^{I*} seja o ponto mais provável em que ocorre a rotura por ser o ponto que menos dista da origem do referencial reduzido, representando a pior combinação possível das variáveis estocásticas e é chamado, como já se sabe, de ponto de dimensionamento ou ponto mais provável (PMP) de rotura (Haldar and Mahadevan, 2000).

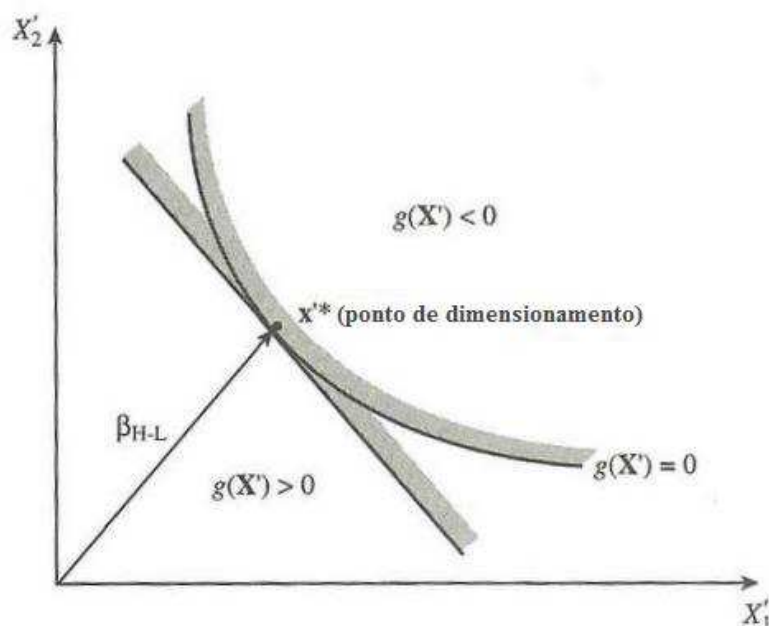


Figura 2.7: Função estado limite não-linear com o respectivo índice de fiabilidade (adaptado de Haldar and Mahadevan, 2000).

Para estados limites não-lineares, o cálculo da distância mínima torna-se um problema de optimização, sendo necessário utilizar um processo iterativo para determinar o ponto de dimensionamento.

Portanto, tem-se por objectivo minimizar $\beta = \sqrt{\{x'^*\}^T \cdot \{x'^*\}}$ de acordo com o critério de $g(X) = g(X') = 0$.

Haldar and Mahadevan (2000) enumeram duas abordagens semelhantes de aplicação da formulação de Hasofer-Lind para o caso de estados limites não-lineares. A primeira, resumida num algoritmo apresentado por Rackwitz (1976), requer a resolução da expressão de estado limite durante as iterações de aproximação ao ponto de dimensionamento; a segunda, sugerida por Rackwitz and Fiessler (1978), não exige esse passo, pois usa o método recursivo de Newton-Raphson para encontrar o ponto de dimensionamento. Explicar-se-á os procedimentos da segunda, uma vez que foi a adoptada por exigir menor esforço computacional ao mesmo tempo que, segundo Haldar and Mahadevan (2000), é mais eficiente para expressões de estado limite mais complexas.

Pela não-linearidade da expressão e pela exigência de a mesma ser linear num método FORM, surge a necessidade de linearizar a função de comportamento em cada iteração. Este passo é feito com recurso à derivada da expressão, o que se traduz por uma aproximação linear da função dada pela sua tangente no ponto de dimensionamento correspondente a essa iteração, a mesma derivada permite também obter o ponto da iteração seguinte.

A Figura 2.8 apresenta o método utilizado. Quando se considera o ponto inicial, $x_0'^*$, é de esperar que o mesmo não se encontre sobre o estado limite $g(X_i') = 0$, mas sim numa linha paralela a esta $g(X_i') = k$ (Haldar and Mahadevan, 2000). Assim, o algoritmo, não começando num ponto inicial sobre o estado limite, deverá convergir para o ponto que menos dista da origem, x'^* no estado limite.

Sabendo que a função estado limite (linear) pode ser expressa por,

$$g(x') = b + a^t x' = b + a_1 x'_1 + a_2 x'_2 \quad (2.23)$$

onde a^t é a transposta do gradiente.

O ponto de dimensionamento da iteração seguinte é dado por,

$$x'^* = \frac{1}{|a|^2} [a^t \cdot x_0'^* - g(x_0'^*)] \{a\} \quad (2.24a)$$

ou em termos de todas as componentes dos vectores,

$$\begin{Bmatrix} x_1'^* \\ x_2'^* \end{Bmatrix} = \frac{1}{a_1^2 + a_2^2} [a_1 \cdot x_{01}'^* + a_2 \cdot x_{02}'^* - g(x_{01}'^*, x_{02}'^*)] \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} \quad (2.24b)$$

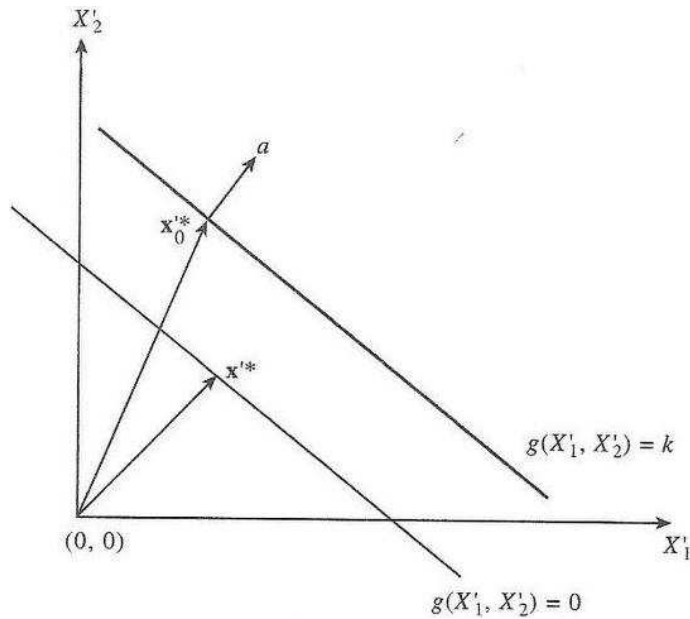


Figura 2.8: Método FORM para uma função estado limite linear (Haldar and Mahadevan, 2000).

Para funções estado limite lineares, a solução seria encontrada em apenas uma iteração pela expressão (2.24b). No entanto, para expressões estado limite não-lineares, como a função

linearizada é uma aproximação da função estado limite em cada ponto, o processo assume um carácter iterativo. O algoritmo é repetido até convergir de acordo com dois critérios pré-definidos:

- $|x'_k - x'_{k-1}| \leq \delta$
- $|g(x'_k)| \leq \epsilon$

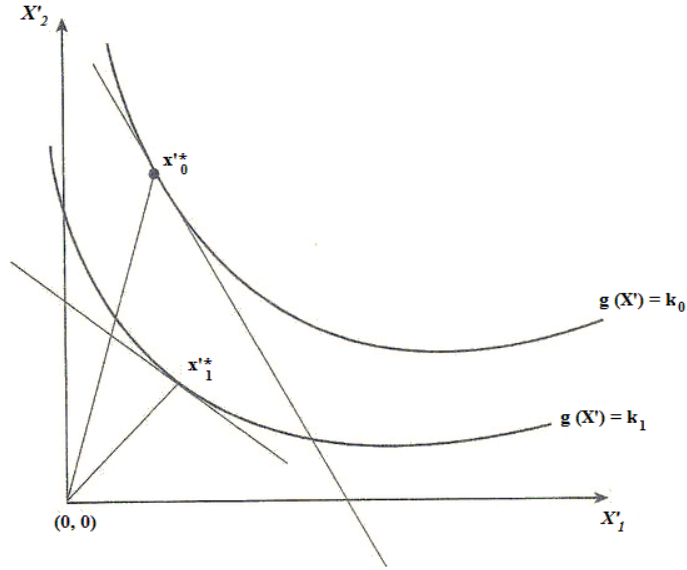


Figura 2.9: Método FORM para uma função estado limite não-linear (Haldar and Mahadevan, 2000).

O índice de fiabilidade (expressão (2.17)) pode aproximar a probabilidade de rotura de acordo através de,

$$p_F = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.25)$$

Este valor equivale ao integral das funções normalizadas na região de rotura ($g(X_i) < 0$).

Ditlevsen (1979) mostrou que para funções de estado limite não-lineares, β , deixa de ser representativo de um índice de fiabilidade tal que a expressão (2.25) mantenha o seu significado físico (Haldar and Mahadevan, 2000). Como se apresenta na Figura 2.7, uma função estado limite linear e uma função estado limite não-linear apresentam o mesmo índice de fiabilidade, no entanto, sabendo que a probabilidade depende da área da região de rotura, $g(X_i) < 0$, facilmente se identifica a diferença nos dois casos.

É plausível referir e relacionar o índice de fiabilidade proposto por Hasofer-Lind (Haldar and Mahadevan, 2000) com a probabilidade de rotura usando a expressão (2.25), se

todas as variáveis forem estatisticamente independentes e normalmente distribuídas e a função estado limite seja linear. Para qualquer outra situação, esta relação é apenas aproximada. Com o algoritmo proposto por Rackwitz and Fiessler (1978) pode-se incorporar a informação relativa das distribuições das variáveis aleatórias tanto para expressões de estado limite lineares como não-lineares. No entanto, se nem todas as variáveis forem normalmente distribuídas, como é comum ocorrer em problemas de engenharia, é necessário transformá-las em variáveis normais equivalentes para permitirem a aplicação do método. Segundo Rosenblatt (1952), se a função densidade acumulada (CDF) for definida e explícita, analítica ou graficamente, pode-se aproximar a distribuição a variáveis normais estatisticamente independentes. Essa transformação é apelidada de *Transformação de Rosenblatt* e pode transformar as variáveis não-normais em variáveis normais equivalentes de diversas formas.

Neste estudo considera-se a solução apresentada por Rackwitz and Fiessler (1978) para esta transformação que estima os parâmetros estatísticos da distribuição normal equivalente, $\mu_{X_i}^N$ e $\sigma_{X_i}^N$, média e desvio padrão, respectivamente, impondo duas condições: O valor da função densidade acumulada (cdf) e da função densidade probabilidade (pdf) das variáveis não-normais e das variáveis normais equivalentes seja idêntico no ponto de dimensionamento $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$.

Deduzindo da primeira condição, considerando cada variável não-normal e independente e igualando o ponto de dimensionamento à função densidade acumulada da variável normal equivalente, tem-se,

$$\Phi \left(\frac{x_i^* - \mu_{x_i}^N}{\sigma_{x_i}^N} \right) = F_{x_i}(x_i^*) \quad (2.26)$$

em que $\Phi()$ é a cdf duma variável normalizada; $\mu_{x_i}^N$ e $\sigma_{x_i}^N$ a média e o desvio-padrão da variável normal equivalente no ponto de dimensionamento, respectivamente; e $F_{x_i}(x_i^*)$ a cdf da variável original não-normal. Da expressão (2.26) conclui-se que,

$$\mu_{x_i}^N = -\Phi^{-1} [F_{x_i}(x_i^*)] \cdot \sigma_{x_i}^N \quad (2.27)$$

Da segunda condição da formulação, a que iguala a pdf da variável original com a da variável normal equivalente no ponto de dimensionamento, retira-se,

$$\frac{1}{\sigma_{x_i}^N} \cdot \varphi \left[\frac{x_i^* - \mu_{x_i}^N}{\sigma_{x_i}^N} \right] = f_{x_i}(x_i^*) \quad (2.28)$$

em que $\varphi()$ e $f_{x_i}()$ são as pdf da variável normalizada equivalente e da variável original não-normal, respectivamente. Da expressão (2.28) conclui-se,

$$\sigma_{x_i}^N = \frac{\varphi\{\Phi^{-1} [F_{x_i}(x_i^*)]\}}{f_{x_i}(x_i^*)} \quad (2.29)$$

No entanto à medida que a distribuição original se torna mais distorcida ou assimétrica, a qualidade da aproximação reduz-se e as condições da expressão (2.27) e (2.29) necessitam de alterações.

Nestes casos, a média e a probabilidade de excedência das variáveis normais equivalentes podem ser definidas iguais à mediana e à probabilidade de excedência das variáveis aleatórias originais, respectivamente, no ponto de dimensionamento. Assim, $\mu_{x_i}^N$ e $\sigma_{x_i}^N$ podem ser estimados por,

$$\mu_{x_i}^N = F_{x_i}^{-1}(0.5) \quad (2.30)$$

$$\sigma_{x_i}^N = \frac{x_i^* - \mu_{x_i}^N}{\Phi^{-1}[F_{x_i}(x_i^*)]} \quad (2.31)$$

onde $F_{x_i}^{-1}()$ é a inversa da cdf da variável original não-normal.

O algoritmo de Rackwitz and Fiessler (1978) pode assim ser usado, obtendo o ponto de dimensionamento e o correspondente índice de fiabilidade ou de segurança, para funções estado limite lineares ou não-lineares, e para variáveis aleatórias de distribuição não-normal e/ou normal (Haldar and Mahadevan, 2000).

É importante, ainda, referir que este algoritmo pode, em alguns casos não convergir para o ponto mais provável (PMP) de rotura tanto devido às limitações do método Newton-Raphson como a deficiências do método do procedimento do algoritmo que pode fazer a solução oscilar entre a solução ou mesmo divergir. Posteriormente, verificar-se-á, de facto, a ocorrência de contratempos deste tipo, mas que devido ao registo da evolução do método, pôde-se manualmente atribuir a solução utilizando o intervalo de não-convergência.

Pode-se descrever o algoritmo utilizado em oito passos, apresentados seguidamente:

1. Definir a expressão de estado limite de acordo com o fenómeno que se estuda.
2. Assumir valores iniciais do ponto de dimensionamento x_i^* (habitualmente, sem indicações em contrário, pode-se assumir os valores médios das variáveis), e calcular o valor correspondente da função de comportamento (ou estado limite), $g(X_i)$
3. Calcular a média e o desvio padrão das variáveis normais equivalentes para as variáveis de distribuição não-normal, de acordo com as expressões (2.27) e (2.29). Escrever as coordenadas do ponto de dimensionamento no sistema reduzido (expressão (2.16)).
4. Calcular as derivadas parciais $\partial g / \partial X_i$, no ponto de dimensionamento x_i^* .

5. Calcular as derivadas parciais $\partial g / \partial X'_i$, no ponto de dimensionamento $x_i'^*$ do sistema de coordenadas reduzido utilizando as regras de diferenciação,

$$\frac{\partial g}{\partial X'_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \frac{\partial X_i}{\partial X'_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \sigma_{X_i}^N \quad (2.32)$$

As derivadas parciais $\partial g / \partial X'_i$ são as componentes do gradiente da função de comportamento no sistema reduzido. As componentes do respectivo vector unitário são, na realidade, os co-senos directores da função de comportamento,

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^{2*}}} = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^* \cdot \sigma_{X_i}^N}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \cdot \sigma_{X_i}^N \right)^{2*}}} \quad (2.33)$$

6. Calcular o novo valor do ponto de dimensionamento no sistema reduzido através da expressão (2.24b).
7. Calcular a distância à origem do novo ponto de dimensionamento (β) através da expressão (2.17). Confirmar a convergência de β (ou seja, a alteração entre duas iterações consecutivas é menor que 0.005).
8. Calcular o valor do ponto de dimensionamento no espaço original (x_{*i}),

$$x_i^* = \mu_{X_i}^N + \sigma_{X_i}^N \cdot x_i'^* \quad (2.34)$$

Verificar se este ponto de dimensionamento se encontra no estado limite, $g(X_i) \leq 0.005$.

2.12 Coeficientes parciais de segurança

Quando se utilizar o método dos coeficientes parciais, deve verificar-se, para todas as situações de projecto, que nenhum estado limite é excedido quando se utilizam, nos modelos de cálculo, os valores de cálculo das acções ou efeitos das acções e das resistências (NP-EN1990-1, 2009).

Na prática os coeficientes parciais de segurança são factores que se multiplicam ou dividem pelos valores característicos de cada variável aleatória, consoante esta se trate de um acção ou efeito da acção ou dum valor resistente da estrutura, respectivamente.

Portanto, na verificação de segurança usar-se-á os valores de cálculo ou dimensionamento de cada grandeza que possua incerteza associada, e caso o estado limite respectivo não seja violado, a estrutura verifica a segurança.

Então, da análise de fiabilidade pode-se obter os valores de dimensionamento que se deverá tomar em casos reais (aplicação apresentada no capítulo 5), que se espera

estarem correctamente dimensionados (avaliados pela proximidade do índice de fiabilidade respectivo com o índice de fiabilidade objectivo). Tal como indica a NP-EN1990-1 (2009), são recomendados valores numéricos para os coeficientes parciais, de modo a proporcionarem um nível de fiabilidade aceitável, os quais foram seleccionados admitindo a aplicação de um nível adequado de mão-de-obra e gestão da qualidade.

Os coeficientes parciais de segurança relacionam o valor característico com o valor de dimensionamento de acordo por,

$$X_{d_i} = \gamma_i \cdot X_{k_i} \quad (2.35)$$

onde γ_i é o coeficiente de segurança respectivo à variável aleatória i ; x_{d_i} é o valor de dimensionamento da variável aleatória i obtido na análise de fiabilidade; e x_{k_i} é o valor característico para essa variável previamente assumido. Deste modo espera-se obter para grandezas que representem solicitações à estrutura $\gamma_i \geq 1$ majorando-as, e para grandezas que representem parcelas resistentes ou propriedades resistentes do sistema $\gamma_i \leq 1$ minorando-as.

Resta, então, para os definir, ter previamente indicado os valores característicos de cada grandeza e que serão indicados posteriormente para este caso.

2.13 Aplicação informática desenvolvida

Com base no algoritmo de Rackwitz and Fiessler (1978), desenvolveu-se uma aplicação em *Matlab* que, dados a geometria, as acções (estáticas e sísmicas) e a função estado limite, permite a obtenção automática do ponto de dimensionamento e da probabilidade de falha relativa ao estado limite considerado.

Capítulo 3

Modelação das acções

3.1 Considerações gerais

3.1.1 Classificação geral das acções

A verificação de segurança é feita para cenários representativos de situações envolventes de exploração e de utilização extrema das obras. Assim, haverá que quantificar as acções e combiná-las de acordo com a simultaneidade da sua ocorrência, por forma a representar as situações envolventes referidas.

Em função da sua variabilidade de actuação ou da variação da sua intensidade ao longo do tempo, pode considerar-se a divisão das acções em três categorias:

- *Acções permanentes*: são contínuas, ou praticamente contínuas, de intensidade constante ou pouco variável ao longo do tempo (estas acções solicitam permanentemente o sistema estrutural);
- *Acções variáveis*: têm intensidade e/ou zonas de aplicação que variam frequente e significativamente ao longo do tempo; a sua intensidade depende do período de vida da estrutura;
- *Acções acidentais*: têm ocorrência ou intensidade excepcional, estando também a sua intensidade relacionada com o período de vida da estrutura.

As acções são caracterizadas, em regra, através do seu valor característico, com excepção das acções acidentais, que terão que ser consideradas individualmente. O valor característico é uma estimativa prudente (com uma probabilidade de ser excedido conhecida e normalizada) da intensidade da acção respectiva.

3.1.2 Especificidade das acções da água

Na exploração das barragens são considerados, em regra, três níveis de água na albufeira (Figura 3.1), nomeadamente:

- NME (Nível Mínimo de Exploração): nível mínimo em que é possível explorar a água armazenada.
- NPA (Nível de Pleno de Armazenamento): nível regular da albufeira, possibilitando a sua plena exploração.
- NMC (Nível Máximo de Cheia): nível máximo correspondente ao acontecimento extremo de uma grande cheia.

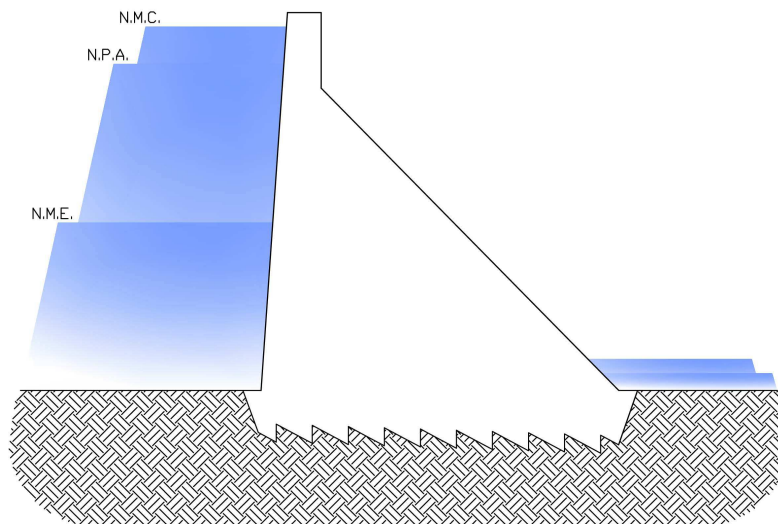


Figura 3.1: Níveis de referência da albufeira.

A jusante deverão ser considerados dois níveis de água distintos, um correspondente às situações de NPA e NME, e outro quando se está em situação de máxima cheia.

Aos diferentes níveis de água a montante e a jusante corresponderão também distintas situações de percolação na fundação e, consequentemente, diferentes valores das subpressões.

É corrente considerar-se, como acontece nas normas portuguesas em vigor (NPB, 1993), o nível pleno de armazenamento (NPA) como a cota constante de água que só perante situações extraordinárias se altera. Em condições normais de utilização este nível pode ser controlado por meio da utilização da água da albufeira e do funcionamento dos órgãos hidráulicos de descarga. As grandes cheias, nas quais o nível da água pode atingir o seu valor máximo (NMC), são consideradas como acontecimentos excepcionais, não sendo expectável ocorrerem em simultâneo com grandes sismos.

O peso específico da água é $\gamma_W = 9.81 kN/m^3$. Este valor poderá sofrer pequenas alterações devido às variações de temperatura e a produtos dissolvidos, mas o transporte

de sedimentos pode afectá-lo mais. Junto aos paramentos das barragens as velocidades da água são pequenas (apenas serão grandes nos órgãos de descargas em situação de funcionamento), sendo assim diminuta a capacidade de transporte de sedimentos nessas zonas. Assim, pode considerar-se diminuta a variabilidade do peso específico da água da fundação e junto aos paramentos.

3.1.3 Acções não consideradas

Atendendo à natureza do presente trabalho, não foi necessário considerar as deformações impostas correspondentes a variações de temperatura. Também não se consideraram as acções da neve e do gelo.

Em Portugal, devido à natureza pouco erodível dos solos, não é comum acontecerem problemas de estabilidade ou segurança de barragens devidos à acumulação de sedimentos, pelo que também não foi considerada esta acção.

3.2 Modelação das acções

3.2.1 Peso próprio dos materiais

O peso próprio dos materiais deve ser considerado como uma carga permanente, pelo seu carácter contínuo e pouco variável. O peso da estrutura depende das opções geométricas tomadas no projecto, designadamente da secção transversal do perfil da barragem (A) e do peso específico do betão γ_B .

Sendo a secção transversal definida com rigor aceitável em termos de engenharia, a variabilidade desta acção está associada à incerteza com que é conhecido o peso específico do material. Esta incerteza advém das incertezas correspondentes aos constituintes do betão, nomeadamente dos agregados e dos ligantes, já que o peso específico da água usada no fabrico tem uma variabilidade muito pequena.

Segundo a NP-EN1990-1 (2009), a variabilidade de uma acção pode ser desprezada se não variar significativamente durante o tempo de vida útil da estrutura e o seu coeficiente de variação for pequeno, isto é, de cerca de 5% a 10%, o que acontece com o peso específico do betão e de outros materiais manufacturados. Assim, a NP-EN1991-1-1 (2009) preconiza a utilização dos valores médios dos pesos específicos dos materiais de construção como valores característicos. Na Tabela 3.1 apresentam-se os valores característicos do peso específico dos betões utilizados na construção de barragens gravidade (CFBR, 2006).

Adopta-se como valor característico do peso próprio, P_k ,

$$P_k = \gamma_{B,k} \cdot A \quad (3.1)$$

em que P_k é o peso da secção transversal da barragem por unidade de desenvolvimento.

Tabela 3.1: Valores de referência do peso específico médio do betão para barragens gravidade (CFBR, 2006).

Material	Peso específico médio (kN/m^3)
Betão normal vibrado	24
BCC rico (cerca de 200 kg de ligante $/m^3$)	23.5
BCC pobre (cerca de 100 kg de ligante $/m^3$)	22

Nas análises realizadas considerou-se, no entanto, um coeficiente de variação de 4% para o peso específico do betão (Neves and Cruz, 2001), para avaliação da sua influência na segurança estrutural. Como mais à frente se constatará, esta variabilidade tem uma influência diminuta no dimensionamento, justificando a justeza da simplificação aconselhada na NP-EN1990-1 (2009). O coeficiente de variação foi considerado numa distribuição normal de probabilidade, em acordo com o recomendado pela NP-EN1991-1-1 (2009) para a acção do peso próprio.

3.2.2 Impulso hidrostático a montante

As pressões hidrostáticas sobre o paramento de montante devem ser definidas para o nível de pleno armazenamento (NPA) e para o nível máximo de cheia (NMC) da albufeira. O valor do impulso depende da altura e do peso específico da água.

A incerteza relacionada com a quantificação desta acção é, assim, limitada. No entanto considerou-se um coeficiente de variação de 0.5% nas análises, comprovando-se que afecta marginalmente os resultados. Também se considerou uma distribuição normal para o peso específico da água, pelo facto de concentrar a maioria dos valores em torno do valor médio.

O valor característico do impulso hidrostático será dado pela expressão,

$$I_{W,k} = \frac{\gamma_{W,k} \cdot H^2}{2} \quad (3.2)$$

em que $I_{W,k}$ é expresso em unidades de força por metro de desenvolvimento, aplicado a $1/3$ da altura de água H , na direcção normal ao paramento de montante.

Esta acção deve ser considerada como variável (CFBR, 2006), sendo a variação da sua intensidade devida às flutuações do nível de água da albufeira. No entanto, não poderá ser tratada como uma indistinta acção variável, pois a alternância da intensidade da acção deve-se a uma propriedade geométrica, que é a altura de água na albufeira. Dos três níveis de referência para a cota da albufeira (NME, NPA, NMC), apenas o NPA e o NMC têm interesse pela sua frequência de ocorrência.

Assume-se que o NPA é um nível quase-permanente, que é definido na NP-EN1990-1 (2009) como o valor que é verificado em pelo menos 50% do período de referência (em

regra o período de referência para avaliação deste tipo de acção é 1 ano), o que é facilmente aceite. O NMC é considerado como um valor extremo, com ocorrência pontual no período de referência.

3.2.3 Subpressões

Considerações gerais

As subpressões são consequência da percolação de água que ocorre nos maciços fracturados quando se instala uma diferença de potencial hidráulico entre montante e jusante. As forças geradas deverão ser incluídas na análise estabilidade dos perfis gravidade pois reduzem as tensões normais que se desenvolvem nas potenciais superfícies de deslizamento e, consequentemente, reduzem as tensões tangenciais resistentes. Estas forças variam com o tempo, estando ainda relacionadas com as condições de fronteira e de permeabilidade do maciço de fundação.

Considerando que a fundação é um meio homogéneo à escala da obra, na ausência de um sistema de drenagem da fundação estabelece-se um escoamento na fundação que induz um diagrama praticamente linear de subpressões na base de apoio da barragem (Figura 3.2(a)). A utilização de um sistema de drenagem, convenientemente projectado, executado e mantido, permite uma redução substancial das subpressões numa parcela significativa da base de apoio, podendo ser representadas, com aproximação suficiente, por um diagrama bilinear (Figura 3.2(b)).

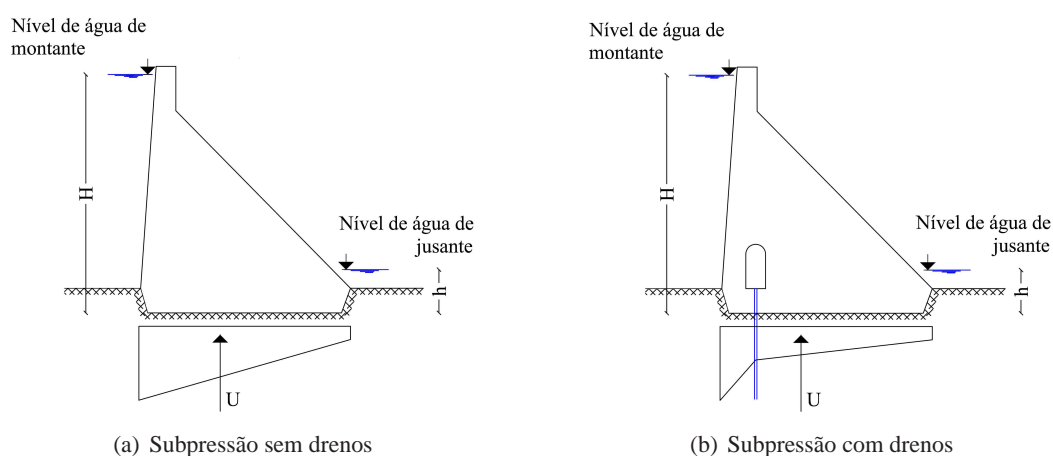


Figura 3.2: Subpressão com ou sem a instalação de drenos.

É oportuno voltar a salientar que a cortina de impermeabilização, quando prevista, tem a função de reduzir os caudais percolados na fundação, tendo um efeito marginal na redução das subpressões. A rede de drenagem é habitualmente constituída por uma linha de orifícios verticais ou subverticais, executados a partir da galeria de drenagem, com uma profundidade compreendida entre cerca de 20% e 40% da altura da barragem.

A questão relevante da avaliação das subpressões prende-se com a percentagem que se consegue dissipar com o sistema de drenagem. As normas portuguesas (NPB, 1993) recomendam que as subpressões na base da barragem, na secção correspondente à linha de drenagem, se reduzam para cerca de um terço do valor que teriam sem a presença dos drenos. No entanto, a observação do comportamento das fundações de barragens tem mostrado que nem sempre se consegue esse objectivo, devido a variadíssimos factores, relacionados com a heterogeneidade dos maciços, a qualidade da construção e da manutenção dos drenos, e, muitas vezes, a limitação de recursos económicos disponíveis para conseguir estes fins. Por estas razões, e também pelo desconhecimento ainda existente relativamente à eficácia dos sistemas de impermeabilização e de drenagem das fundações, remanesce uma grande incerteza na quantificação dos valores das subpressões e da sua resultante.

Nestas condições, no presente trabalho optou-se por fazer um tratamento estatístico dos valores das subpressões que se verificam nas fundações das barragens, a jusante do plano de drenagem, recorrendo aos registos piezométricos disponíveis das barragens portuguesas atrás referidas, com o intuito de melhor quantificar a acção em si e também propor valores de dimensionamento mais realistas e justificados.

Na abordagem realizada considerou-se a quantificação da subpressão na linha de drenagem através de um factor k_w , que passou a constituir a variável aleatória no problema (Figura 3.3).

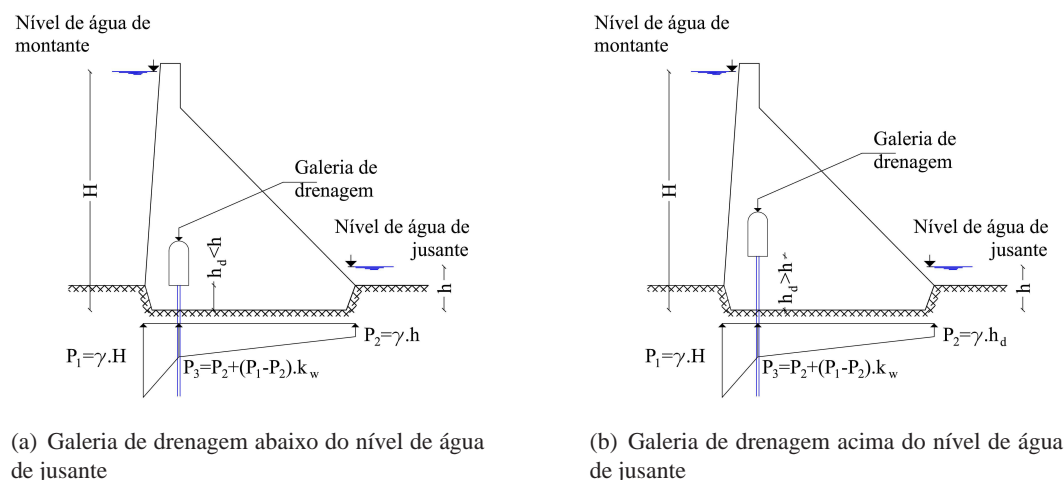


Figura 3.3: Diagramas simplificados de subpressões para diferentes localizações da galeria de drenagem.

Hipóteses consideradas na abordagem estatística dos valores da subpressão

As NPB (1993) recomendam a adopção de um valor de k_w de cerca de $1/3$. Não se encontrou, na bibliografia a que se teve acesso, referência ao tratamento estatístico dos

valores das subpressões nem às distribuições probabilísticas que melhor os representam. Assim, e como referido, fez-se um tratamento estatístico dos dados piezométricos da observação das barragens mencionadas, existentes nos arquivos informáticos do LNEC.

Na Tabela 3.2 estão identificados os piezómetros existentes no fundo do vale de cada barragem, e considerados na análise, bem como a quantidade de registos utilizados em cada caso.

Tabela 3.2: Identificação dos piezómetros e quantidade de registos utilizados no tratamento estatístico da subpressão.

Barragem	Número de piezómetros no fundo do vale (Totalidade dos registos)	Identificação dos piezómetros (Quantidade de dados disponibilizados)
Bouçoais-Sonim	2 (136)	PZ-5-1 (104); PZ-6-1 (31)
Corgas	2 (584)	P-4-1 (304); P-7-1 (280)
Ferradosa	-	(Não foram considerados quaisquer registos porque as alturas de água correspondentes às subpressões são menores que a altura de água a jusante)
Monte Novo	-	(Não existe observação piezométrica na barragem)
Olgas	3 (69)	PZ3-1 (21); PZ4-1 (24); PZ5-1 (24)
Pedrogão	4 (252)	PZ4M-5B-6-1 (69); PZ5MD-6-6A-1 (64); PZ5M-6A-6B-1 (56); PZ5ME-6B-7-1 (63)
Penha-Garcia	3 (150)	PAM1-1 (83); PAM2-1 (28); PAM4-1 (39)
Pretarouca	1 (47)	PZ3-1 (47)
Raiva	5 (695)	PM1-1 (128); PM1B-1 (124); PM3-1 (148); PM3A-1 (147); PM2-1(148)
Ranhados	4 (500)	PM1-1 (146); PM1A-1 (144); PM1B-1 (85); PM3-1 (125)
Rebordelo	2 (158)	PZ-3-1 (79); PZ-4-1 (79)
Sordo	2 (52)	PZ-3-1 (25); PZ-4-1 (27)

No Apêndice A apresenta-se a representação gráfica das colunas de água equivalentes às subpressões observadas nos piezómetros escolhidos das dez barragens.

Considerando o nível da água na albufeira, a cota do manómetro do piezómetro (local de leitura da pressão), a cota de inserção na fundação e a profundidade enterrada da barragem, foi possível determinar para cada registo o valor de k_w , de acordo com a expressão,

$$P_3 = P_2 + k_w \cdot (P_1 - P_2) \Leftrightarrow \gamma_W \cdot h_d = \gamma_W \cdot h + k_w (\gamma_W \cdot H - \gamma_W \cdot h) \Leftrightarrow k_w = \frac{h_d - h}{H - h} \quad (3.3)$$

onde P_i é a pressão na secção i , k_w é o factor de quantificação da subpressão na linha de drenos, γ_W é o peso específico da água, H é a altura de água de montante, h é a altura de água a jusante e h_d é a altura da base da galeria.

Com a expressão (3.3) foram calculados, para cada época de observação, os valores de k_w que serviram de base ao tratamento estatístico. Estes valores, referentes aos piezómetros do fundo do vale das barragens seleccionadas, apresentam diferenças significativas. Estas diferenças devem-se, como já foi referido, às propriedades dos maciços de fundação e às intervenções realizadas nesses maciços, tanto para impermeabilização como para drenagem.

Foram apenas consideradas os elementos das campanhas de observação em que se verificaram cotas da albufera próximas da sua capacidade máxima de armazenamento, pois correspondem às situações mais críticas relativamente à segurança ao deslizamento.

Na Figura 3.4 apresenta-se o histograma da frequência de ocorrência dos valores de k_w para todos os registos considerados, independentemente do número de registos por obra. Notam-se maiores frequências nas proximidades dos valores de 0.10, 0.25 e 0.45. O primeiro valor corresponde aos casos de fundações menos permeáveis e com tratamento melhor conseguido, o segundo diz respeito aos casos em que a regulamentação actual melhor se ajusta e o terceiro refere-se às barragens de Corgas e de Pedrógão, em que se verificam maiores subpressões na fundação.

A Figura 3.5 apresenta a função densidade de probabilidade dos registos referidos (frequência de ocorrência de cada intervalo multiplicado pelo valor do intervalo e dividido pelo número total de registos) e o ajuste, utilizando o método dos mínimos quadrados, à soma de três distribuições normais, com valores médios $\mu_{k1} = 0.070$, $\mu_{k2} = 0.250$ e $\mu_{k3} = 0.425$.

Os dados da observação das subpressões foram usados indistintamente, sendo assim atribuído maior peso e importância às barragens das quais se dispunha de maior quantidade de dados para a análise. Esta quantidade dos dados depende do período de tempo de observação e da periodicidade das campanhas, sendo naturalmente diferentes nas barragens seleccionadas.

Face a estas circunstâncias, julgou-se conveniente refazer a análise de forma a que cada barragem contribuisse com igual número de dados, para não condicionar os resultados às obras com maior número de registos. Para tal utilizou-se o método Bootstrap (Efron and

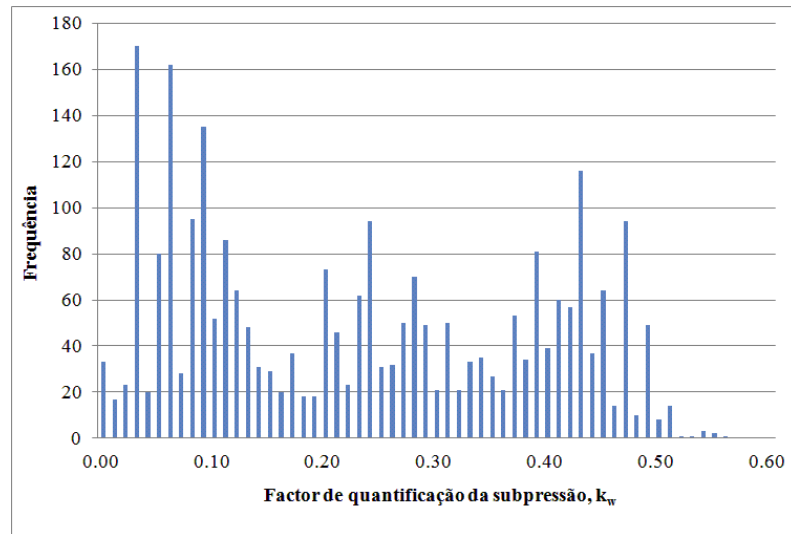


Figura 3.4: Histograma da frequência de ocorrência dos valores de k_w .

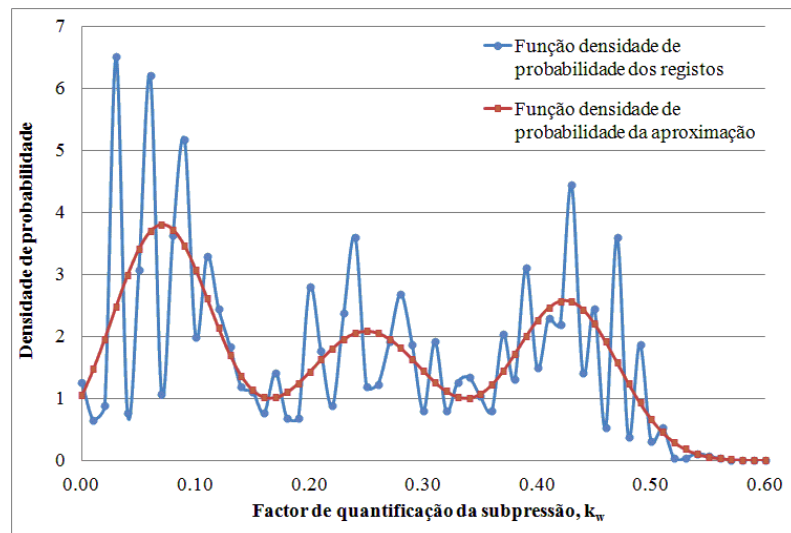


Figura 3.5: Distribuição de k_w de acordo com a totalidade dos dados registados. Aproximação a três distribuições normais conjugadas.

Tibshirani, 1993). Em síntese, este método permite extrapolar valores para os casos em que há menor número de registos sem afectar a validade dos mesmos pois os valores gerados situam-se entre o menor e o maior valor efectivamente medido. Assim, cada barragem disporá da mesma quantidade de dados, igual ao número referente à barragem com maior número de registos.

A barragem de Raiva é a que apresenta maior número de registos (695). No método Bootstrap geram-se números inteiros aleatórios, de 1 até ao número de dados da obra em causa, preenchendo-se sequencialmente o remanescente do vector de dados, até ao número pretendido, com os valores da variável k_w associados aos números gerados. Por exemplo, na barragem de Corgas, em que há 584 registos válidos, foi necessário obter mais $695-584=111$ valores, indexados às posições 585 a 695 do vector de dados, através da geração aleatória de 111 números inteiros cujos valores de k_w foram associados às correspondentes posições a partir do índice 585. Após realizado este procedimento para as nove barragens, obteve-se a distribuição apresentada na Figura 3.6.

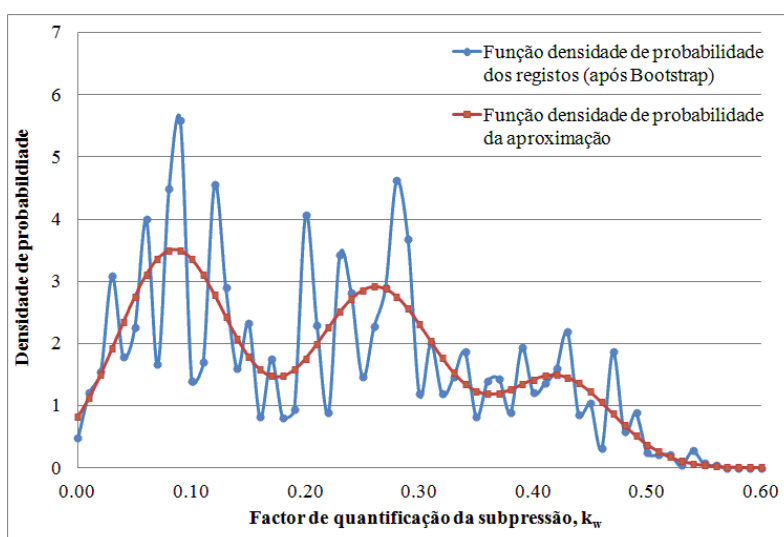


Figura 3.6: Distribuição de k_w com idêntica influência dos dados de diferentes barragens. Aproximação a três distribuições normais conjugadas.

Verifica-se, como seria de esperar, que a função ajustada corresponde ao somatório de três distribuições normais que representam as três zonas antes assinaladas. Na Tabela 3.3 apresentam-se, para estas distribuições, as propriedades estatísticas e o peso respectivo de cada parcela na função final.

Afigura-se pertinente questionar a utilidade da distribuição ajustada, uma vez que, dispondo de uma maior quantidade de dados, se deveria tender para uma distribuição desprovida de um conjunto de picos. Assim, tentou-se aproximar uma distribuição contínua, de fácil

Tabela 3.3: Propriedades estatísticas de cada parcela da função descritiva da subpressão.

	N_1	N_2	N_3
μ_{k_w}	0.084	0.261	0.421
σ_{k_w}	0.049	0.054	0.048
$Peso_{k_w}$	42.1%	39.5%	17.3%

relação com a realidade física do parâmetro e que representasse uma grande faixa de probabilidade de ocorrência para os valores baixos, já que tal corresponde ao observado num grande número de barragens, mas que também permitisse, em casos excepcionais, valores extremos elevados do factor de quantificação das subpressões.

Assim, optou-se por aproximar uma distribuição beta aos dados disponíveis, em detrimento da comum distribuição lognormal, por esta ainda permitir uma probabilidade de ocorrência razoável para os valores extremos superiores da cauda distribuição. A função beta incorpora a maioria da probabilidade de acontecimento para valores baixos, sendo o valor esperado (valor médio) obtido para um factor de quantificação da subpressão aceitável. A sua variância, devido às propriedades da distribuição, reserva cerca de 2% de probabilidade de ocorrência de valores acima de $k_w = 0.56$, o que parece razoável, salvaguardando os casos pontuais onde possam acontecer resultados dessa ordem de grandeza. Na Figura 3.7 está representada a distribuição ajustada, sendo as propriedades estatísticas desta aproximação $\mu = 0.2145$ (média) e $\sigma = 0.1405$ (desvio-padrão). Deve referir-se que a qualidade do ajuste á aceitável ($R^2 = 0.66$).

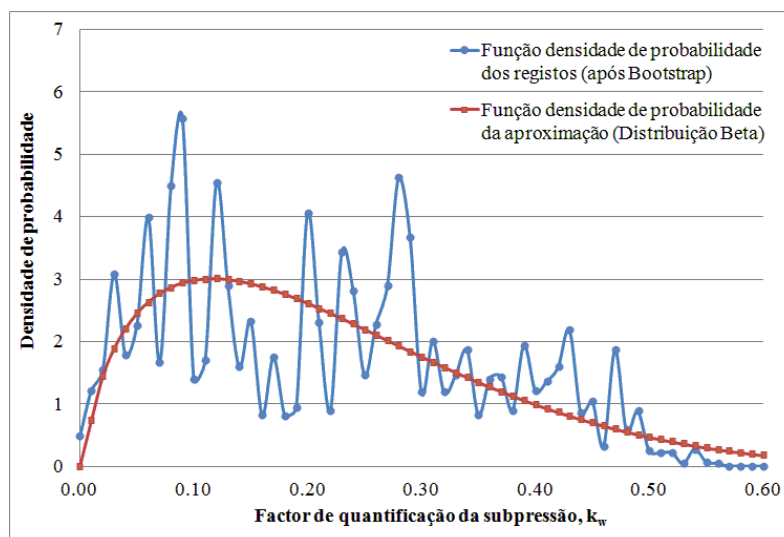


Figura 3.7: Distribuição de k_w com idêntica influência dos dados de diferentes barragens. Aproximação a uma distribuição beta.

Distribuição escolhida para representar os valores das subpressões

A melhor aproximação obtida, em termos de minimização da diferença entre os valores da distribuição ajustada e a função obtida a partir das medições de campo, foi a segunda atrás apresentada, que corresponde ao somatório de três distribuições normais, considerando um peso equitativo para os dados registados em cada barragem.

A primeira aproximação obtida afigura-se, como justificado, a menos interessante.

A aproximação conseguida na terceira hipótese, em que se ajustou uma função distribuição beta aos valores obtidos a partir dos registos, é a que melhor se enquadra na percepção prática da grandeza em causa, apesar de estar muito condicionada pelos dados de duas barragens em particular, no universo de apenas dez barragens. De facto, o espaço amostral de 6950 registos (695 por barragem, alguns deles gerados através do processo atrás descrito) não é considerado suficiente para um tratamento estatístico conclusivo, porque cada barragem tem um desempenho particular, sendo de esperar que todos os registos da mesma variem pouco em torno do seu valor médio. Interessaria antes ter registos de um maior número de barragens do que muitas medições realizadas num número pequeno de obras.

Nestas condições considerou-se, com uma boa dose de senso comum, que a distribuição beta seria a mais adequada à descrição pretendida (Figura 3.7), pelas razões já apontadas, designadamente a de guardar pouca, mas alguma, probabilidade de ocorrência de valores superiores a $k_w = 0.50$ (cerca de 4%), o que se afigura proporcional às ocorrências observadas na prática.

3.2.4 Impulso hidrostático a jusante

Num grande número de obras é prevista uma bacia de dissipação de energia a jusante, que funciona como amortecedor da água descarregada da albufeira. Em condições normais de exploração esta bacia deverá estar permanentemente cheia, mas o seu nível de água poderá subir em situação de grandes descargas.

Assim, a jusante deverão ser considerados dois níveis para quantificação da acção hidrostática sobre a barragem:

- Quando a albufeira se encontra no NPA, a bacia de dissipação estará cheia, actuando o impulso hidrostático respectivo.
- Quando a albufeira se encontra no NMC, o nível de água de jusante será mais elevado, sendo o impulso hidrostático também maior.

Na quantificação dos impulsos a jusante é comum fazer-se uma simplificação, desprezando-se a contribuição que a componente vertical deste impulso tem no efeito

estabilizador ao deslizamento. A componente horizontal do impulso a jusante será dada por,

$$I_W = \frac{\gamma_W \cdot h^2}{2} \quad (3.4)$$

em que h será a altura de água respectiva.

3.2.5 Impulso passivo a jusante

Como referido, a entrega dos perfis na fundação é de cerca de 10% a 15% da sua altura, com o intuito de se atingirem horizontes geomecânicos e hidrogeológicos mais favoráveis. O encaixe no maciço rochoso contraria, a jusante, o potencial movimento ao deslizamento, através da mobilização de um impulso que, simplificada, se designará por passivo. Não se trata de um impulso passivo propriamente dito, mas sim da mobilização ao corte da resistência do maciço rochoso, pelo que as suas propriedades deverão ser pouco afectadas pelas escavações. Dada a semelhança e a maior facilidade em lidar com um impulso passivo, considerar-se-á como tal essa resistência, sendo assim proporcional à altura enterrada.

O impulso passivo pode ser calculado pela teoria de Rankine, dentro das limitações e das hipóteses admitidas nessa teoria, considerando que se está numa situação de imersão. Não deverá ser considerado nas combinações estáticas pois só será mobilizável na iminência da existência de movimentos de deslizamento ou de derrubamento.

Em regra, limita-se o impulso passivo mobilizável, para estados relativos à iminência do movimento, a cerca de 50% do valor máximo teórico, tendo-se considerado, no presente trabalho, uma parcela de 1/3 daquele valor máximo,

$$I_P = \frac{1}{2} \cdot k_P \cdot \gamma'_S \cdot h^2 \cdot \frac{1}{3} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \cdot \gamma_S \cdot h^2 \cdot \frac{1}{3} \quad (3.5)$$

onde I_P é o impulso passivo mobilizável, k_P é o coeficiente de impulso passivo (representa a relação entre a tensão horizontal passiva e a tensão efectiva vertical), $\gamma'_S = \gamma_S - \gamma_W$ é o peso específico do maciço saturado, h é a altura enterrada a jusante e ϕ é o ângulo de atrito interno do meio descontínuo que representa o maciço em questão.

A incerteza na quantificação destes impulsos está no valor do ângulo de atrito interno, que é de difícil avaliação. Quando a propriedade do material não é bem definida, deverá ser tratada como uma variável no sistema. Neste caso, considera-se como variável do sistema não o valor do ângulo de atrito mas sim a sua tangente, que representa o coeficiente de atrito, de modo a facilitar o cálculo de dimensionamento.

Como será apresentado detalhadamente no capítulo 4, a variação do ângulo de atrito interno dependerá de muitos factores, sendo o seu coeficiente de variação de cerca de 15% em discontinuidades de maciços rochosos (Muralha, 1995).

Na NP-EN1990-1 (2009) é recomendada a consideração de distribuições lognormais para os parâmetros da resistência dos materiais e das estruturas, pelo que foi a adoptada neste caso.

3.2.6 Acção sísmica

Aspectos do comportamento sísmico das barragens gravidade

Nas barragens, de acordo com a regulamentação portuguesa, as acções sísmicas a considerar no dimensionamento são devidas a sismos moderados com elevada probabilidade de ocorrência (sismo base de projecto - SBP) e a sismos de carácter excepcional, associados a um grande período de retorno (sismo máximo de projecto - SMP), devendo ser consideradas na verificação da funcionalidade e da rotura, respectivamente.

Estudos realizados no âmbito da análise sísmica de barragens gravidade mostraram que a aproximação correspondente a uma análise pseudo-estática é compatível com os resultados obtidos através de uma análise dinâmica (Fonseca, 2009).

A análise pseudo-estática é um método de cálculo simplificado. Pode considerar-se através da aplicação de forças laterais estáticas equivalentes, de forma semelhante ao correntemente utilizado na análise sísmica de edifícios, assumindo-se que a resposta da estrutura é predominantemente devida à contribuição do primeiro modo de vibração (que em regra é superior a 80% da resposta sísmica total da estrutura), ou através do conceito de coeficiente sísmico, em que uma força estática equivalente é calculada considerando o perfil gravidade como corpo rígido. Devido à sua adequabilidade ao presente estudo e à sua simplicidade de aplicação, optou-se por utilizar esta última abordagem no presente trabalho. Embora este método não tenha em consideração as características dinâmicas do sistema barragem-fundação-reservatório nem as características do movimento do solo, fornece, contudo, resultados razoáveis quando as estruturas se comportam como corpos rígidos.

De facto, quando sujeitos a acções sísmicas, os perfis gravidade, devido à elevada rigidez, geram forças de inércia proporcionais à sua massa, de importância significativa nos potenciais cenários de deslizamento. Estas forças têm uma componente predominantemente horizontal que potenciam o deslizamento, mas também uma componente vertical, que quando tem o sentido ascendente reduz o esforço normal exercido sobre a superfície de deslizamento.

O primeiro modo de vibração dos perfis gravidade, com uma configuração geométrica no próprio plano do perfil, correspondente a uma deformada de corte, tem uma frequência própria relativamente baixa. Assim, a resposta sísmica pode ser calculada, com aproximação suficiente, numa análise pseudo-estática, considerando o perfil com rigidez infinita e, consequentemente, adoptar para aceleração estrutural a aceleração de projecto no maciço de fundação. No entanto, a aceleração deve ser afectada de um coeficiente de

ponderação de 0.67 (CFBR, 2006), para que não sejam considerados os efeitos dos picos de aceleração que apenas provocam deslocamentos irreversíveis de valor desprezável. Por outro lado, para atender à não simultaneidade dos valores máximos nas direcções vertical e horizontal, a NP-EN1998-1 (2010) recomenda a consideração de um coeficiente de combinação de 0.3 para a componente vertical, o que corresponde a adoptar, nesta direcção, um coeficiente de ponderação de $0.67 \times 0.3 = 0.20$ (CFBR, 2006).

À semelhança do que aconteceu com as restantes acções, vai considerar-se a variabilidade da acção sísmica, embora seja considerada, na verificação da segurança ao deslizamento, como uma força estática equivalente. Assim, considerou-se a aceleração sísmica como variável aleatória, atribuindo-se uma distribuição de probabilidade considerando os resultados de estudos realizados no LNEC, no âmbito da elaboração da NP-EN1998-1 (2010).

Acções sísmicas em Portugal

Os zonamentos sísmicos propostos na NP-EN1998-1 (2010) para o território nacional estão representados na Figura 3.8. Estes zonamentos são definidos para dois cenários, correspondentes a uma acção sísmica afastada (sismo interplaca - tipo 1) e a uma acção sísmica próxima (sismo intraplaca - tipo 2).

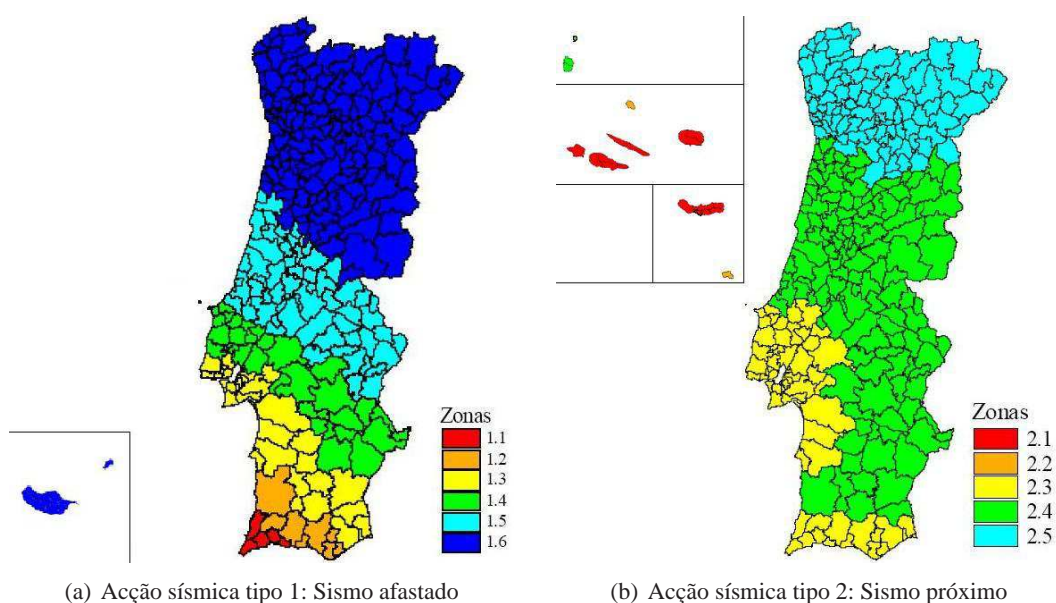


Figura 3.8: Zonamento sísmico do território nacional.

Estes zonamentos foram baseados em estudos de análise de risco sísmico (“seismic hazard analysis”). Resumidamente, o risco sísmico existe devido à possibilidade natural de ocorrência de sismos e da resultante movimentação do terreno e dos seus efeitos. Este

tipo de análise permite ter em conta a relação entre os riscos e a frequência de ocorrência de um sismo.

A análise de risco sísmico permite retirar duas medidas do movimento esperado da superfície da terra, por relação entre a intensidade modificada de Mercalli e o período de retorno médio (Cornell, 1968): o sismo máximo provável ou expectável, de carácter probabilístico, usado na regulamentação da construção; e o sismo máximo credível, determinístico, como o maior sismo capaz de ocorrer num determinado local, com base na respectiva geologia e sismologia, considerados no dimensionamento de grandes obras, como barragens e pontes.

Os primeiros cálculos de determinação do risco sísmico foram levados a efeito por Cornell (1968). Embora nem sempre se conheça ou, por qualquer razão, não se possa relacionar a actividade passada com a geologia actual conhecida (Cornell, 1968), a geologia e sismologia regional são as primeiras fontes de quantificação da ocorrência de sismos, em profundidade e à superfície, com base em registos de sismómetros. Posteriormente, é analisado e avaliado o impacto da quantificação sísmica anterior na geologia local, tipos e inclinação do solo e nas águas subterrâneas.

Os resultados destes estudos são normalmente apresentados sob a forma de mapas sísmicos, que identificam o movimento relativo de diferentes áreas, a uma escala local, regional ou nacional. A partir do risco sísmico torna-se possível a sua utilização e fundamentação em regulamentos de construção, como foi o caso da NP-EN1998-1 (2010). Neste caso, da análise de risco sísmico (“hazard”) foi estabelecida a relação entre a aceleração do terreno ou aceleração máxima de referência (“peak ground acceleration”), a_{gR} , e a taxa anual de excedência, $H(a_{gR})$, através de uma aproximação linear, à escala logarítmica, expressa na NP-EN1998-1 (2010),

$$H(a_{gR}) \sim k_0 \cdot a_{gR}^k \quad (3.6)$$

A probabilidade de excedência, p_{exc}^{1ano} (para um período de referência anual) é o inverso da taxa anual de excedência,

$$p_{exc}^{1ano} = \frac{1}{H(a_{gR})} \quad (3.7)$$

sendo a sua complementar, a probabilidade de um valor não ser excedido, para um período de referência anual, dada por,

$$p_{n-exc}^{1ano} = 1 - \frac{1}{H(a_{gR})} \quad (3.8)$$

O período de referência, ou período de vida útil, para uma barragem é de 100 anos, de acordo com o RSB (2007) e com o critério das classes de importância da NP-EN1990-1

(2009). Assim, a probabilidade de um valor de aceleração sísmica não ser excedido durante o período de referência de 100 anos é dada pela expressão,

$$p_{n-exc}^{\tau anos} = \left(1 - \frac{1}{H(a_{gR})}\right)^{\tau} \quad (3.9)$$

em que $p_{nao-exc}^{\tau anos}$ é a probabilidade do valor de a_{gR} não ser excedido num período de referência de τ anos, conhecendo a taxa de excedência anual ou período de retorno, $H(a_{gR})$.

De acordo com a expressão (3.6), para diferentes taxas anuais de excedência é possível calcular a aceleração respectiva e com isto construir graficamente a função densidade probabilidade e a função probabilidade acumulada de um evento sísmico numa zona específica, conhecendo os parâmetros k e k_0 .

Os estudos realizados no NESDE-LNEC permitiram obter os valores de k e k_0 para os diferentes concelhos do território nacional. De seguida, para simplificar a utilização, foram agrupados em zonas do território nacional (Figura 3.8), às quais foram atribuídas, com base numa relação linear, à escala logarítmica, do gráfico de “hazard” respectivo, os seus valores médios. Esses valores são apresentados, para as barragens seleccionadas, nas Tabelas 3.4 (por concelho) e 3.5 (por zona).

Tabela 3.4: Parâmetros da expressão da taxa anual de excedência de um evento sísmico nos concelhos de implantação das barragens seleccionadas.

Barragem (Concelho)	Acção sísmica tipo I		Acção sísmica tipo II	
	k_0	k	k_0	k
Bouçoais-Sonim (Mirandela)	0.42	0.58	7.93	0.37
Corgas (Proença-a-Nova)	0.82	0.61	7.98	0.38
Ferradosa (Freixo de Espada à Cinta)	0.46	0.56	8.26	0.37
Monte Novo (Évora)	1.31	0.64	9.42	0.36
Olgas (Torre Moncorvo)	0.46	0.57	8.04	0.37
Pedrogão (Vidigueira)	1.61	0.64	9.10	0.36
Penha-Garcia (Idanha-a-Nova)	0.74	0.58	8.03	0.38
Pretaouca (Lamego)	0.55	0.59	9.19	0.34
Raiva (Penacova)	0.76	0.60	9.76	0.35
Ranhados (Meda)	0.51	0.58	8.67	0.35
Rebordelo (Vinhais)	0.36	0.58	8.06	0.37
Sordo (Vila Real)	0.51	0.59	8.35	0.36

No entanto, a NP-EN1998-1 (2010), com o objectivo de facilitar a utilização dos regulamentos, propõe, com base nas acelerações máximas de referência (“peak ground acceleration”), indexadas ao zonamento da Figura 3.8, mas assumindo o valor máximo

Tabela 3.5: Parâmetros da expressão da taxa anual de excedência de um evento sísmico nas zonas sísmicas do território nacional.

<i>Zona</i>	k_0	k
1.1	2.98	0.70
1.2	3.03	0.65
1.3	1.80	0.65
1.4	1.39	0.64
1.5	0.98	0.62
1.6	0.59	0.59
2.3	13.65	0.39
2.4	9.08	0.37
2.5	8.27	0.36

atribuído a cada zona, uma expressão alternativa. Assim, considerando um período de retorno de referência de 475 anos, pode-se calcular, através da expressão (3.10), a aceleração máxima correspondente a outros períodos de retorno,

$$a_g = a_{gR} \cdot \left(\frac{PR}{PR_{ref}} \right)^{-\frac{1}{k}} \quad (3.10)$$

em que a_g é a aceleração máxima referente ao período de retorno PR , a_{gR} é a aceleração máxima de referência prevista na NP-EN1998-1 (2010) para o período de retorno de referência $PR_{ref} = 475$ anos e k é o expoente que depende da sismicidade (na regulamentação simplificou-se para valores de $k=1.5$ para a acção sísmica tipo I e $k=2.5$ para a acção sísmica tipo II, em todo o território nacional). O factor que multiplica a aceleração máxima de referência para o período de retorno $PR = 475$ anos designa-se por coeficiente de importância. Na Tabela 3.6 apresentam-se os valores da aceleração máxima de referência da NP-EN1998-1 (2010) para as várias zonas sísmicas do território nacional.

Tabela 3.6: Aceleração máxima de referência, $a_{gR}(m/s^2)$, nas várias zonas sísmicas.

Acção sísmica tipo I		Acção sísmica tipo II	
<i>Zona</i>	$a_{gR}(m/s^2)$	<i>Zona</i>	$a_{gR}(m/s^2)$
1.1	2.50	2.1	2.50
1.2	2.00	2.2	2.00
1.3	1.50	2.3	1.70
1.4	1.00	2.4	1.10
1.5	0.60	2.5	0.80
1.6	0.35	-	-

Os valores da aceleração máxima de referência apresentados na NP-EN1998-1 (2010)

são conservadores em relação aos valores estimados, pois a aceleração de referência considerada é igual ao seu valor máximo em cada zona sísmica e os valores de k são iguais para todo o território nacional.

Em construções comuns de pequena e média dimensão, os valores que resultam da expressão (3.10) são razoavelmente adequados, possibilitando um dimensionamento economicamente viável. No entanto, em construções de grande dimensão ou de classes de importância elevadas (como por exemplo, centrais nucleares e algumas barragens e pontes), deve ser feito um estudo de avaliação da sismicidade local para quantificação das acções sísmicas a considerar no dimensionamento.

Considerando os elementos da Tabela 3.6 e as expressões (3.9) e (3.10), foi possível elaborar, com o auxílio de uma folha de cálculo, os gráficos que representam a função de probabilidade acumulada (“cdf”) das acelerações sísmicas para as diferentes zonas do território nacional. Atribuindo valores para a taxa anual de excedência, ou período de retorno de 1 a 10000 anos, obtiveram-se os gráficos das figuras 3.9 (função de probabilidade acumulada) e 3.10 (função densidade de probabilidade, obtida por derivação da primeira) para as zonas sísmicas onde as barragens seleccionadas estão implantadas, a considerar como propriedades estatísticas da aceleração sísmica na análise fiabilidade.

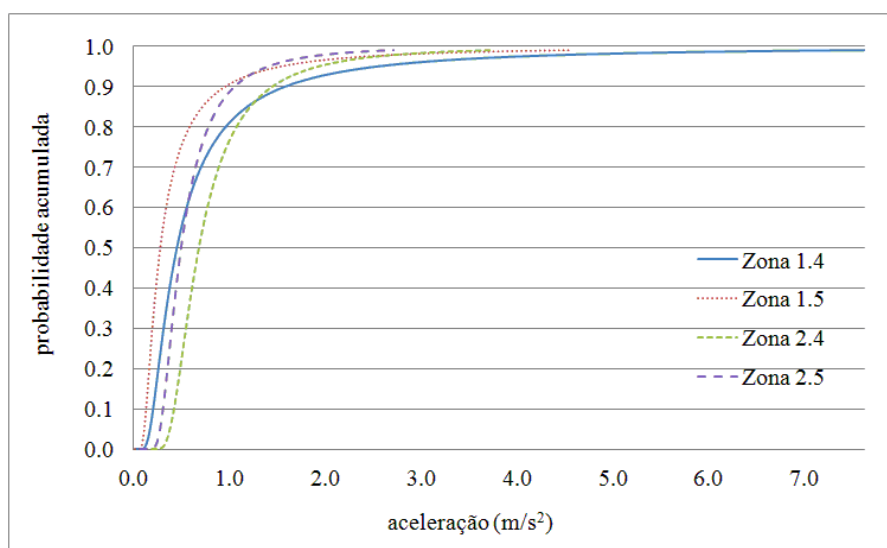


Figura 3.9: Função probabilidade acumulada (cdf) da aceleração sísmica nas zonas sísmicas relevantes.

Segundo a NP-EN1998-1 (2010), a aceleração de referência a_{gR} refere-se ao “bed rock”, que no caso das barragens de betão coincide, em regra, com a fundação da estrutura. O espectro de resposta (S_e), usado correntemente em análises modais, é dado pelo produto de uma constante pelo valor de cálculo da aceleração (a_g). Assim, pode-se descrever o espectro de resposta na forma probabilística se tal acontecer também com a aceleração.

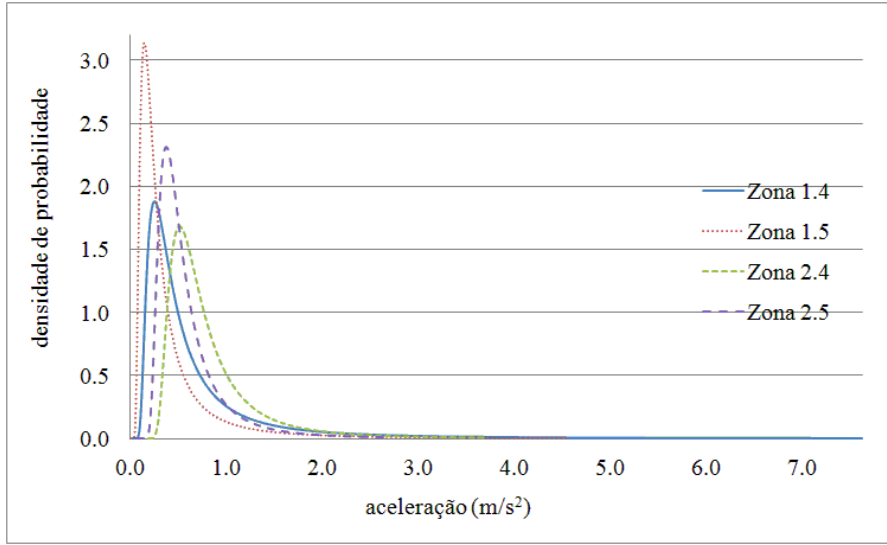


Figura 3.10: Função densidade probabilidade (pdf) da aceleração sísmica nas zonas sísmicas relevantes.

Os espectros de resposta elástica que constam da NP-EN1998-1 (2010) são definidos pelas expressões,

$$Se(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 & 0 \leq T_B \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] & 0 \leq T_B \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] & 0 \leq T_D \leq 4s \end{cases} \quad (3.11)$$

sendo $Se(t)$ o espectro de resposta elástica, T o período de vibração de um sistema de um grau de liberdade, a_g a aceleração de projecto em rocha tendo em consideração o factor de importância da obra, T_B o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante, T_C o limite superior do ramo espectral de aceleração constante, T_D o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante, S o factor do terreno ($S = 1$ para maciços rochosos), e η o factor de correcção do amortecimento ($\eta = 1$ para 5% de coeficiente de amortecimento, valor habitualmente considerado nas estruturas de betão).

Como referido, os perfis gravidade maciços têm elevada rigidez, assumindo-se na análise, em geral, que ela é infinita. O espectro de resposta, neste caso, é definido para $T = 0$, sendo,

$$Se(T = 0) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] = a_g \cdot S = a_g \quad (3.12)$$

Verifica-se, como seria de esperar, que a aceleração à superfície do terreno é igual à

aceleração estrutural na ocorrência de um sismo, induzindo um movimento de corpo rígido.

Acções sísmicas de projecto nas barragens gravidade portuguesas

Os períodos de retorno a adoptar para o cálculo das acelerações máximas correspondentes ao SBP e ao SMP são calculados considerando a lei de probabilidades exponencial (expressão (3.9)), considerando-se para as barragens num período de vida de 100 anos.

A ICOLD (1989) define, a título exemplificativo, o SBP como aquele que possui 50% de probabilidade de não ser excedido em 100 anos, a que corresponde um período de retorno de 145 anos. É este o critério considerado nas NPB (1993) para a verificação dos cenários correntes.

O SMP pode ser considerado igual ao sismo máximo expectável SME (ICOLD, 1989). Este, por sua vez, poderá ser definido por uma abordagem probabilística, pelo que haverá que se definir uma probabilidade de excedência para a acção sísmica durante o período de vida útil da obra.

O RSA (1983) adopta, para a definição da acção sísmica a considerar na verificação da segurança das estruturas de edifícios e pontes relativamente aos estados limites últimos, uma probabilidade de excedência de 5% no período de vida útil de 50 anos (período de retorno de cerca de 1000 anos), e é praticamente equivalente a considerar-se uma probabilidade de excedência de 10% no período de vida útil de 1000 anos. Assim, para obras de pequena a média dimensão, deverão adoptar-se acelerações sísmicas correspondentes a um período de retorno de 1000 anos na verificação de segurança aos cenários de rotura (NPB, 1993).

Na Tabela 3.7 apresentam-se os valores das acelerações correspondentes ao SBP e ao SMP, calculadas considerando os critérios atrás referidos.

Tabela 3.7: Acelerações sísmicas em cada zona para 1000 anos e 145 anos de período de retorno.

Zona	$a_{SMP}(m/s^2)$	$a_{SBP}(m/s^2)$
1.1	4.107	1.113
1.2	3.285	0.907
1.3	2.464	0.680
1.4	1.643	0.453
1.5	0.986	0.272
1.6	0.575	0.159
2.3	2.290	1.058
2.4	1.482	0.684
2.5	1.077	0.498

As componentes horizontal e vertical das forças estáticas equivalentes às forças de inércia que se geram durante a acção sísmica são dadas por,

$$F_{HS} = M \cdot a_g \cdot 0.67 = \frac{W}{g} \cdot \alpha \cdot g \cdot 0.67 = \alpha \cdot W \cdot 0.67 \quad (3.13)$$

$$F_{VS} = M \cdot a_g \cdot 0.20 = \frac{W}{g} \cdot \alpha \cdot g \cdot 0.20 = \alpha \cdot W \cdot 0.20 \quad (3.14)$$

sendo F_{HS} a componente horizontal, F_{VS} a componente vertical, M a massa da estrutura, a a aceleração sísmica, W o peso do perfil, g a aceleração da gravidade e α o coeficiente sísmico ($\alpha = a_g/g$).

3.2.7 Impulso hidrodinâmico de montante

Os sismos provocam movimentos dinâmicos da água da albufeira, gerando-se forças de pressão ou de sucção na barragem.

A quantificação das pressões hidrodinâmicas na interface estrutura-água pode ser feita considerando o modelo simplificado de Westergaard (Figura 3.11), correspondente a uma solução analítica que adopta as seguintes hipóteses simplificativas: *a)* barragem rígida; *b)* reservatório semi-infinito; *c)* água incompressível; *d)* ondas de superfície desprezáveis; *e)* ocorrência de apenas vibrações horizontais da fundação na direcção montante-jusante.

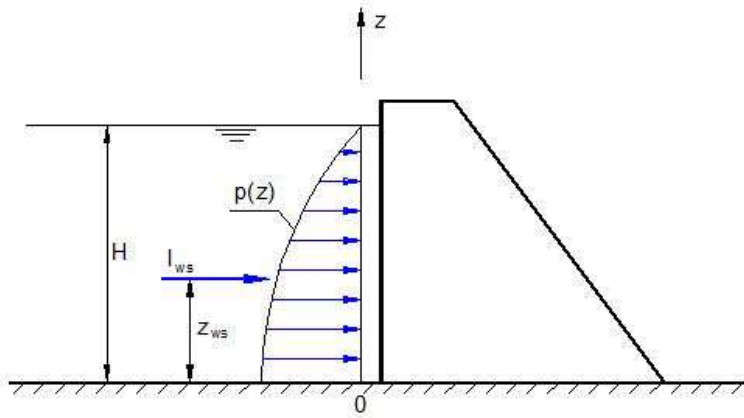


Figura 3.11: Acção hidrodinâmica segundo a teoria de Westergaard.

As pressões $p(z)$ têm como resultante (impulso) sobre o paramento de montante,

$$F_{HD} = I_{WS} = \frac{8 + 3\pi}{24} \cdot c_m \cdot a_g \cdot \rho_W \cdot H^2 \quad (3.15)$$

onde c_m um coeficiente que depende da inclinação do paramento de montante ($c_m = 0,749$ para paramento vertical), z a coordenada vertical medida desde a base, ρ_W é a massa

específica da água, H é a altura total da água acima da base e a_g a aceleração horizontal da fundação. O ponto de aplicação da força situa-se a 40% da altura de água ($z_{WS} = 0,4 \cdot H$).

Capítulo 4

Verificação da segurança ao deslizamento

4.1 Considerações gerais

Como referido, a segurança ao deslizamento dos perfis gravidades depende das acções e das propriedades resistentes das descontinuidades, nomeadamente da interface betão-rocha e das descontinuidades existentes no próprio maciço de fundação.

De facto, as superfícies de descontinuidade que apresentem relevância no estudo da segurança de barragens resumem-se, fundamentalmente, às juntas de betonagem, às juntas de contracção, às eventuais juntas estruturais, às juntas betão-rocha e às superfícies de descontinuidade do maciço rochoso. Estas últimas, devido à sua génese natural, apresentam uma grande diversidade de situações relativamente ao seu preenchimento e às características de rugosidade e de resistência das suas paredes. Todas as outras são resultantes da construção e, com excepção das juntas de contracção, correspondem a tipos em que o contacto é directo entre paredes de materiais com coesão elevada, não apresentando nem aberturas significativas nem preenchimentos que determinem as suas propriedades mecânicas. As juntas de contracção constituem um caso particular pois apresentam um preenchimento (calda de cimento endurecida) que influencia o seu comportamento mecânico (Batista, 1998).

A rugosidade das faces das descontinuidades de maciços rochosos é considerada como uma das características dominantes que condicionam o seu comportamento mecânico (Muralha, 1995). Sendo a descontinuidade uma separação física entre dois materiais, parcialmente encaixados entre si, é necessário um deslocamento normal contrário à tensão normal para permitir o desenvolvimento tangencial do deslocamento (deslizamento) a que corresponde galgar essa rugosidade, e à medida que isso se processa a área de contacto imposta por essa rugosidade é reduzida, solicitando o material a tensões crescentes. Assim, o comportamento real de uma descontinuidade é difícil de ser minuciosamente descrito ou previsto, podendo ser atribuída à resistência que a mesma fornece ao deslizamento ao galgamento da rugosidade, chamada coesão e, após essa etapa, ao atrito que se mobiliza.

A junta betão-rocha, que corresponde a uma descontinuidade na ligação entre os dois materiais, deve ser devidamente trabalhada aquando da construção da estrutura, sendo a sua exagerada rugosidade artificialmente imposta para garantir um melhor comportamento. No entanto, nada garante que a superfície pela qual o deslizamento se processe seja a ligação betão-rocha, podendo ser mobilizadas descontinuidades naturais existentes no maciço rochoso, na vizinhança da base da barragem, pelo que importa conhecer as suas propriedades.

O comportamento mecânico de descontinuidades dos maciços rochosos, com diferentes perfis para a topografia da rugosidade e para diferentes tipos de maciços, tem sido objecto de estudos de investigação (Muralha, 1995). Os resultados relevantes, representados em gráficos tensão normal - tensão tangencial na descontinuidade, foram, em larga maioria, bem aproximados pelo critério de Mohr-Coulomb, sendo natural considerá-lo na definição do comportamento das descontinuidades.

4.2 Comportamento das superfícies de descontinuidade

4.2.1 Aspectos gerais

Para prever, estudar e caracterizar o comportamento mecânico das superfícies de descontinuidade das barragens e dos maciços rochosos são realizados ensaios, “in situ” sobre provetes intactos preparados, ou em laboratório sobre amostras da descontinuidade.

Na caracterização das propriedades mecânicas das superfícies de descontinuidade é habitual analisar-se separadamente os comportamentos segundo as direcções normal e tangencial, sendo esta última a relevante para o estudo da segurança ao deslizamento, por intermédio, neste caso, de ensaios de corte directo, resultando deles o deslocamento tangencial, Δu_t , quando são impostas forças na direcção tangencial ao plano médio da superfície de descontinuidade.

4.2.2 Comportamento mecânico das superfícies de descontinuidade

Os ensaios de caracterização do comportamento na direcção tangencial, sob tensão normal constante (Figura 4.1), verifica-se a presença de um troço aproximadamente linear em que as tensões tangenciais crescem rapidamente para deslocamentos tangenciais ainda pequenos, até se atingir um valor de pico dessa tensão tangencial; com o aumento dos deslocamentos relativos entre as paredes, a tensão tangencial tende para um valor residual, podendo esse valor ser inferior (Figura 4.1(a)) ou idêntico ao da tensão de pico (Figura 4.1(b)). Verifica-se que o valor de pico da tensão e a rigidez tangencial dependem do valor da tensão normal aplicada e que o deslocamento correspondente à tensão tangencial de pico parece ser independente da tensão normal (Muralha, 1995). Os valores de pico e residual da tensão tangencial são correntemente designados por resistências tangenciais de pico e residual, respectivamente. O arco cuja tangente é o declive da relação entre o valor de pico ou residual da tensão tangencial e o valor da tensão normal aplicada é designado por ângulo de atrito interno de pico e residual, respectivamente,

$$\phi_p = \tan^{-1} \left(\frac{d\tau_p}{d\sigma_n} \right) \quad (4.1)$$

$$\phi_r = \tan^{-1} \left(\frac{d\tau_r}{d\sigma_n} \right) \quad (4.2)$$

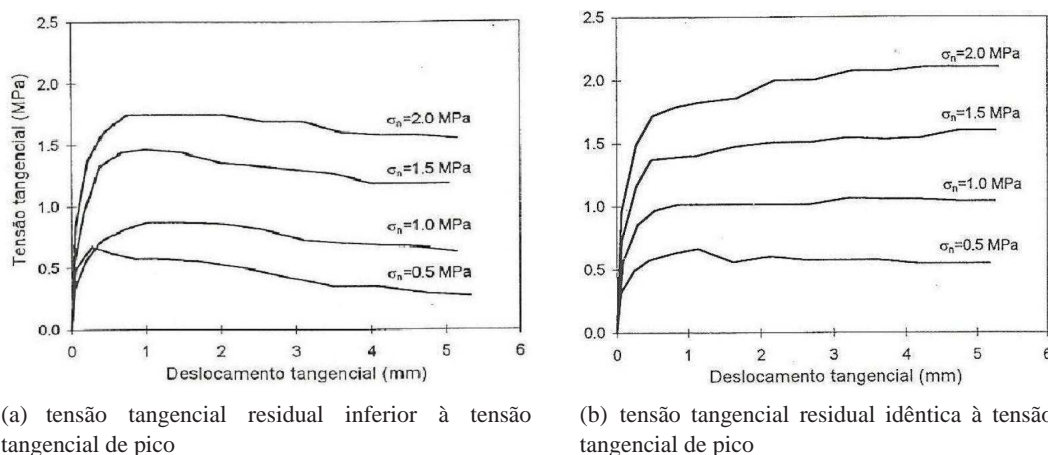


Figura 4.1: Comportamento de superfícies de descontinuidade ao corte, com diferentes tensões de compressão (Muralha, 1995).

Resumidamente, pode referir-se o primeiro troço dos resultados dos ensaios, onde se observa grande aumento da tensão tangencial para valores pequenos de deslocamento como a parcela da coesão e a elevada rigidez do material (declive) corresponde à rigidez do material que forma a rugosidade da superfície; o segundo troço, aproximadamente horizontal, deve-se exclusivamente à resistência atrítica da superfície.

Os resultados dos ensaios de corte realizados sobre amostras de diferentes tamanhos da mesma superfície de descontinuidade, evidenciaram a influência do chamado efeito de escala na resistência de pico (Figura 4.2), verificando-se que a diferença entre os valores de pico e residual da tensão tende a esbater-se com o aumento da dimensão das amostras (Muralha, 1995). Isto é justificado pelo facto de que uma saliência de dimensões negligenciáveis ter mais influência nos resultados dos ensaios ao corte quanto mais pequena for a dimensão da amostra. À escala natural, esse efeito anula-se, devendo considerar-se a resistência de pico idêntica à resistência residual.

Dos resultados dos ensaios conclui-se ainda que a rigidez tangencial e o valor de pico da tensão tangencial dependem da tensão normal aplicada à superfície de descontinuidade (Figura 4.2). O modelo mais simples para descrever este tipo de comportamento ao corte consiste na adopção de uma relação elastoplástica perfeita, caracterizada por uma rigidez tangencial inicial constante, associada a um determinado critério de rotura ao corte que tenha em conta o efeito da tensão normal (Batista, 1998).

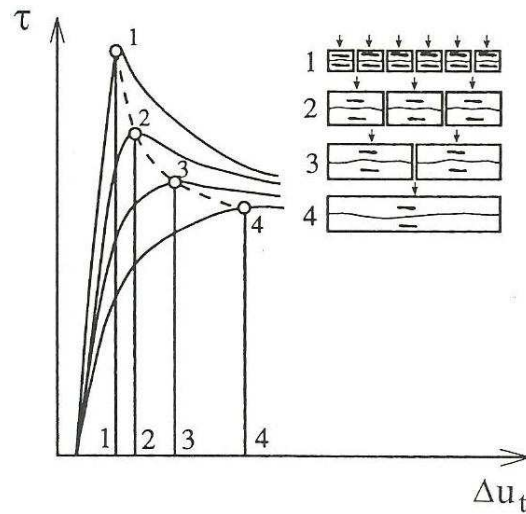


Figura 4.2: Efeito de escala no deslizamento de superfícies de descontinuidade. Decréscimo da tensão tangencial de pico com o aumento da dimensão das amostras (Bandis, 1980).

4.2.3 Critérios de resistência

Para as juntas betão-rocha e superfícies de descontinuidade do maciço rochoso é comum adoptar-se, mesmo para casos de elevada rugosidade, uma resistência à tracção definida pelo critério de Rankine,

$$\sigma_n = f_t \quad (4.3)$$

sendo f_t a resistência máxima à tracção da descontinuidade, a qual é, geralmente, considerada nula.

Para a resistência ao corte utiliza-se o critério de Mohr-Coulomb. O deslizamento de uma superfície plana ocorrerá quando a tensão tangencial atingir o valor,

$$\tau_n = -\sigma_n \cdot \tan \phi \quad (4.4)$$

em que ϕ é o ângulo de atrito que caracteriza o comportamento ao corte da superfície.

Dado que as asperezas impedem o contacto integral entre as paredes de descontinuidade, o modelo de comportamento ao corte de superfícies rugosas deveria contemplar essa influência. Essa influência seria relevante se a descontinuidade pudesse dilatar livremente, o que geralmente não acontece em barragens gravidade, onde o equilíbrio é garantido pelo peso do corpo da barragem. Por isso não se considera o efeito da dilatação no modelo de comportamento ao corte.

4.2.4 Modelo de comportamento adoptado

O modelo escolhido para representar o comportamento da superfície de deslizamento contempla, de um modo geral, os aspectos fundamentais do comportamento mecânico de descontinuidades, ou seja, a nula resistência à tracção e a possibilidade de ocorrerem deslizamentos sob a acção de forças tangenciais após um período com deslocamentos menores correspondentes ao galgamento ou destruição da rugosidade (Figura 4.3). Entre as limitações deste modelo deve referir-se a não inclusão da dilatância, a adopção de rigidez constante ao corte e a consideração de um critério relativamente simples, o de Mohr-Coulomb (Batista, 1998), embora seja o usualmente utilizado para definir a rotura por corte.

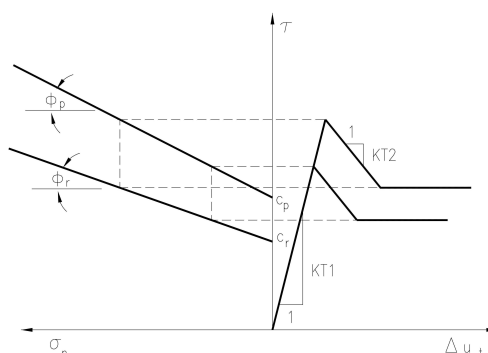


Figura 4.3: Modelo de comportamento das superfícies de descontinuidade. Critérios de rotura e relações entre as tensões e as variações dos deslocamentos na direcção tangencial (Batista, 1998).

A escolha do critério Mohr para simular a rotura ao corte deve-se aos seguintes motivos: *a)* a larga experiência existente na sua definição e na utilização dos seus resultados; *b)* o significado físico imediato e bem definido dos seus parâmetros; *c)* o conhecimento das suas limitações, nomeadamente para tensões normais baixas; *d)* a simplicidade da sua tradução matemática (Muralha, 1995).

Como já se referiu, pode-se simplificar este modelo considerando a resistência de pico idêntica à resistência residual, pelas razões já anunciadas, resumindo-se então o modelo de comportamento das superfícies de descontinuidade à adopção do critério de Mohr-Coulomb, considerando coesão e resistência tangencial residual igual à de pico.

4.2.5 Deslizamento na interface betão-rocha

Pelo exposto pode considerar-se que a resistência última ao deslizamento não depende dos acontecimentos intermédios que se verificaram na interface. Em caso extremo deve considerar-se que a coesão na descontinuidade tem valor nulo, uma vez que a rugosidade já foi galgada ou destruída, sendo a resistência desenvolvida apenas pelo atrito. A força resistente tangencial toma a forma,

$$F_T = (W + I_{VW} - U - F_{VS}) \cdot \tan \phi \quad (4.5)$$

onde F_T é a força tangencial na ligação base-fundação, W é o peso do corpo da barragem, I_{VW} é a componente vertical do impulso hidrostático a montante, U é a resultante das subpressões existente na base da barragem, F_{VS} é a componente vertical dos efeitos da acção sísmica e ϕ é o ângulo de atrito interno do maciço rochoso de fundação.

Por outro lado, na verificação da funcionalidade estrutural (ausência de danos para acções frequentes), o critério Mohr-Coulomb pode considerar a coesão e a resistência atrítica, obtendo-se,

$$F_T = c \cdot L + (W + I_{VW} - U - F_{VS}) \cdot \tan \phi \quad (4.6)$$

sendo c é a coesão da interface e L o comprimento da mesma.

A incerteza da força resistente reside, do lado das propriedades dos materiais, nos valores da coesão e do ângulo de atrito. O coeficiente de variação da tangente do ângulo de atrito é de cerca de 15%, obtido a partir de muitos ensaios realizados (Muralha, 1995). Quanto à coesão, na ausência de estudos que fundamentem a sua incerteza, considerou-se um coeficiente de variação máximo de 30% (Pedro, 2011). Em acordo com o recomendado na NP-EN1990-1 (2009), serão consideradas distribuições log-normais para estes parâmetros da resistência dos materiais e da estrutura.

Como será indicado mais à frente, consideraram-se, tanto por simplificação como por falta de elementos fiáveis, valores característicos de 45° e 200 kPa para ângulo de atrito interno e para a coesão, respectivamente, das descontinuidades de todos os maciços de fundação das barragens seleccionadas neste trabalho. A limitação do valor da coesão a 200 kPa assenta nos resultados de diversos estudos (Rocha, 1981; Muralha, 1995). Escolhidos o tipo de distribuição e os valores característicos e os coeficientes de variação já referidos, e considerando que os valores característicos correspondem a quantilhos de 5% de probabilidade de não serem excedidos, e admitindo os coeficientes de variação apresentados, calcularam-se, por meio da expressão da Tabela 2.1, os valores médios e desvios-padrão destas grandezas que estão resumidos na Tabela 4.1.

4.3 Verificação da segurança em relação aos estados limites

4.3.1 Considerações gerais

O dimensionamento estrutural tem dois objectivos comuns e fundamentais a qualquer construção: minimizar o risco de colapso estrutural, dentro de parâmetros descritos como níveis aceitáveis de risco, e conferir um funcionamento adequado durante o seu período útil de vida.

Tabela 4.1: Propriedades estatísticas das grandezas resistentes do material de fundação.

Grandeza	Valor Característico	Probabilidade do valor característico não ser excedido	Coefficiente de variação	μ	σ
Coefficiente de atrito (dado pela tangente do ângulo de atrito interno)	1 (45°)	5.70% (Log-Normal)	15%	1.28 (52°)	0.192
Coesão	200 <i>kPa</i>	5.04% (Log-Normal)	30%	338 <i>kPa</i>	101.4 <i>kPa</i>

O estado limite será a fronteira que separa os requisitos de desempenho referidos das situações indesejáveis. Os regulamentos europeus actuais definem dois tipos de estados limites relativos ao cumprimento destes dois objectivos: os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de utilização ou de serviço (ELUt). Estes estados limites devem ser associados a situações de projecto (NP-EN1990-1, 2009).

Uma situação de projecto é um conjunto de disposições físicas representando as condições reais que ocorrem durante um certo período, ou entre intervalos previstos, correspondentes às condições que a estrutura pode vir a ser solicitada durante a sua vida útil. Cada situação traduzirá uma combinação de acções a que a barragem deverá resistir (CFBR, 2006).

Essas situações de projecto devem ser consideradas tendo em conta as circunstâncias nas quais a estrutura deve desempenhar a sua função. De acordo com a NP-EN1990-1 (2009) são classificadas em,

- *Situações de projecto persistentes*, correspondentes às condições normais de utilização.
- *Situações de projecto transitórias*, correspondentes a condições temporárias aplicáveis à estrutura, como, por exemplo, durante a construção ou a reparação.
- *Situações de projecto acidentais*, correspondentes a condições excepcionais, aplicáveis à estrutura ou à sua exposição, nas quais também se enquadra a possibilidade de ocorrência de sismos de grande intensidade.

As situações devem ser escolhidas de forma a representarem os problemas físicos, os objectivos das construções e as suas dimensões. As barragens, sendo estruturas de grandes dimensões quando comparadas com outras de áreas distintas da engenharia, e tendo inerentes graves consequências de uma possível rotura ou falha, requerem que a selecção das situações de projecto seja criteriosa e que sejam definidas com margens de segurança adequadas para as situações mais críticas.

4.3.2 Estados limites últimos (ELU)

Os estados limites últimos, em tudo equivalentes aos cenários de rotura da actual regulamentação portuguesa de segurança de barragens, representam os acontecimentos extremos em que é necessário garantir a segurança da estrutura ao colapso e simultaneamente das populações a jusante, embora não se garanta a integridade ou as condições de serviço da estrutura. Para o caso em estudo, relativo à hipótese de deslizamento do corpo da barragem, estes casos extremos correspondem a duas situações distintas, a que correspondem as seguintes combinações:

- A estrutura é sujeita a uma acção sísmica de grande intensidade, não sendo possível garantir o funcionamento sem necessidade de grandes reparações. Esta acção sísmica deverá ser considerada em simultâneo com a albufeira ao nível de pleno armazenamento (que ocorrerá durante uma parcela de tempo significativa da vida útil da estrutura). Assim, deverá considerar-se uma combinação sísmica accidental (CFBR, 2006) que contemple os valores característicos das acções permanentes (peso próprio da barragem), os valores quase-permanentes das acções variáveis (pressões hidrostáticas, a montante e a jusante, e subpressões, para o NPA) e os efeitos do sismo extremo,

$$P_k + I_{W,NPA} + U_{W,NPA} + F_{HS} + F_{HD} + F_{VS}$$

- A estrutura é sujeita a uma acção hidrostática extrema, decorrente de uma grande cheia, em que se atinge o nível máximo de cheia (NMC). Deverá considerar-se uma combinação hidrostática extrema (CFBR, 2006) que contemple os valores característicos das acções permanentes (peso próprio da barragem) e os valores característicos das acções variáveis (pressões hidrostáticas, a montante e a jusante, e subpressões, para o NMC),

$$P_k + I_{W,NMC} + U_{W,NMC}$$

De acordo com as recomendações da regulamentação (JCSS, 2000), não se deve considerar em simultâneo uma acção sísmica extrema e um nível máximo de cheia (NMC) pois a sua probabilidade de ocorrência é duplamente reduzida, resultando para este caso num risco aceitável de se assumir. Para além disso, nas barragens gravidade, por serem as escolhidas para menores alturas, o NPA e o NMC pouco diferem.

No critério de rotura de Mohr-Coulomb a parcela da coesão não depende do esforço normal, representando a contribuição da rugosidade inicial da superfície. Para um estado limite último, em que se admite a possibilidade cinemática do deslizamento, considera-se que a parcela da coesão será nula pois a rugosidade inicial será destruída para solicitações menores, antes do início do movimento, sendo a parcela atrítica a responsável pela resistência.

Para uma superfície potencial de deslizamento horizontal, para se verificar a segurança aos estados limites últimos a estrutura deverá ter uma capacidade resistente última capaz de suportar os dois tipos de eventos extremos antes descritos (Figura 4.4), podendo ser expressos por,

$$R_d \geq E_d \Leftrightarrow N_d \cdot \tan \phi_d + I_{p,d} \geq \begin{cases} I_{HW,d}^{NPA} + F_{HS,d} + F_{HD,d} - I_{WJ,d}^{NPA} \\ I_{HW,d}^{NMC} - I_{WJ,d}^{NMC} \end{cases} \quad (4.7)$$

em que $N_d = W_d + I_{VW,d} - U_d - F_{VS,d}$ é a força normal à superfície de deslizamento, W_d é o valor de dimensionamento do peso da barragem, $I_{VW,d}$ é o valor de dimensionamento da componente vertical do impulso hidrostático a montante (para o NPA ou NMC); U_d é o valor de cálculo da resultante das subpressões na base da barragem (para o NPA ou NMC); ϕ_d é o valor de dimensionamento do ângulo de atrito interno das discontinuidades do maciço de fundação; $I_{HW,d}^{NPA}$ é o valor de dimensionamento da componente horizontal do impulso hidrostático a montante, para o NPA; $I_{HW,d}^{NMC}$ é o valor de dimensionamento da componente horizontal do impulso hidrostático a montante, para o NMC; $F_{HS,d}$ é a força sísmica de dimensionamento; $F_{HD,d}$ é o impulso hidrodinâmico de montante devido à acção sísmica de dimensionamento; $I_{p,d}$ é o impulso passivo gerado na zona enterrada de jusante; $I_{WJ,d}^{NPA}$ é o impulso hidrostático de jusante, para o NPA a montante; $I_{WJ,d}^{NMC}$ é o impulso hidrostático de jusante, para o NMC a montante.

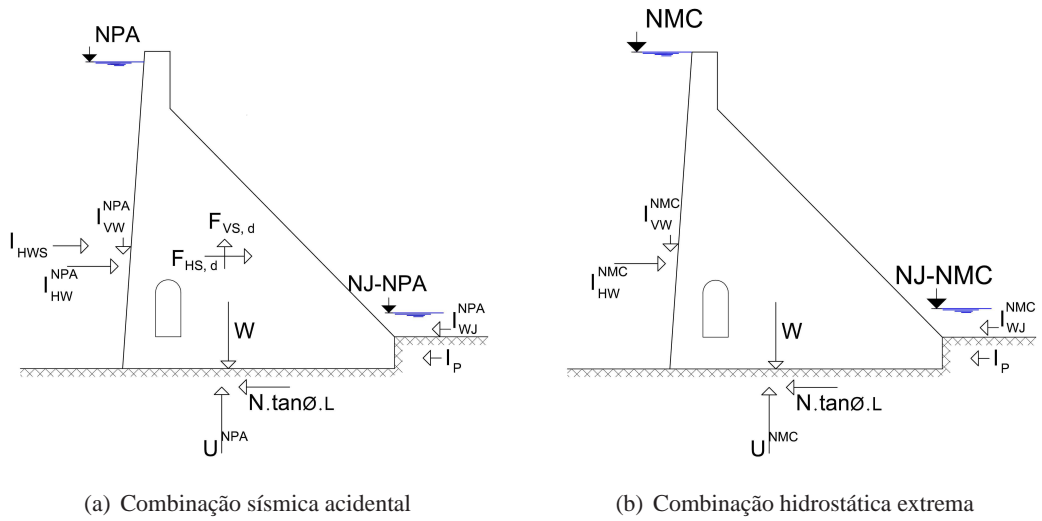


Figura 4.4: Forças actuantes na verificação de segurança para os estados limites últimos.

4.3.3 Estados limites de utilização (ELUt)

Os estados limites de utilização ou de serviço, correspondentes aos cenários correntes na regulamentação portuguesa de segurança de barragens (RSB, 2007; NPB, 1993), referem-se ao funcionamento global e dos seus elementos em condições normais de utilização, definindo a fronteira para a qual a estrutura é capaz de assegurar condições de funcionalidade sem ocorrerem danos estruturais.

Para os estados limites de utilização é necessário impor critérios de funcionalidade. No caso de barragens gravidade, é natural tomarem-se como critérios de funcionalidade a não ocorrência de qualquer tipo de movimento macroscópico de corpo rígido da obra e a limitação das tensões internas no corpo da barragem abaixo dos valores característicos de resistência do material.

É também necessário definir que cenários são considerados de ocorrência frequente. De acordo com a regulamentação actual, as barragens deverão ser capazes de resistir a uma acção sísmica de média intensidade, representada pelo sismo base de projecto (SBP), ao mesmo tempo que é solicitada pelas acções da água. Deve ser ainda considerada a situação de referência para condições normais de utilização, com a estrutura submetida apenas às acções da água. As duas situações são:

- A estrutura é sujeita a uma acção sísmica de média intensidade em simultâneo com as acções da água frequentes durante a maioria da vida útil da estrutura. Esta situação é designada por combinação sísmica rara (CFBR, 2006) e contempla o valor característico das acções permanentes (peso próprio da barragem), os valores quase-permanentes das acções variáveis (acções da água para o NPA) e os efeitos de um sismo moderado,

$$P_k + I_{W,NPA} + U_{W,NPA} + F_{HS} + F_{HD} + F_{VS}$$

- A estrutura é sujeita às acções da água frequentes, com a albufeira no NPA. Esta situação corresponde a uma combinação que contempla os valores característicos das acções permanentes (peso próprio da barragem) e os valores quase-permanentes das acções variáveis (acções da água para o NPA),

$$P_k + I_{W,NPA} + U_{W,NPA}$$

A *combinação sísmica rara* será assim sempre a condicionante, devendo ser verificada num estado limite de utilização.

Resta identificar as resistências a mobilizar. Como já foi referido, deseja-se que num estado limite de utilização a estrutura mantenha a plena funcionalidade. Essa funcionalidade será garantida se os movimentos de corpo rígido e as tensões internas forem pequenos e reversíveis, quando a estrutura é solicitada pelas combinações de acções referidas. Sendo a resistência ao deslizamento dada pela soma das parcelas da coesão e atrítica, o seu

valor mobilizável deverá ser limitado para garantir a funcionalidade ao longo da vida para situações de carga e de descarga. Na Figura 4.1 pode notar-se que o comportamento das superfícies de descontinuidade é elástico linear até, aproximadamente, 1/3 do valor de pico da tensão resistente. Deste modo, para garantir a não existência de efeitos residuais quando a estrutura sofre ciclos de carga-descarga, deverá limitar-se a resistência mobilizável nos estados limites de utilização a 1/3 da resistência máxima.

Para superfícies de deslizamento horizontais, a verificação da segurança para os estados limites de utilização, condicionada pela combinação sísmica rara de acções (Figura 4.5), pode ser expressa por,

$$R_d \geq E_d \Leftrightarrow (N_d \cdot \tan \phi_d + c \cdot L) \cdot \frac{1}{3} + I_{WJ,d}^{NPA} \geq I_{HW,d}^{NPA} + F_{HS,d} + F_{HD,d} \quad (4.8)$$

em que $N_d = W_d + I_{VW,d} - U_d - F_{VS,d}$ é a força normal à superfície de deslizamento; W_d é o valor de dimensionamento do peso da barragem; $I_{VW,d}$ é o valor de dimensionamento da componente vertical do impulso hidrostático a montante (para o NPA); U_d é o valor de cálculo da resultante das subpressões na base da barragem (para o NPA); ϕ_d é o valor de dimensionamento do ângulo de atrito interno das descontinuidades do maciço de fundação; c é o valor de dimensionamento da coesão da superfície de deslizamento; L é o comprimento da superfície de deslizamento; $I_{HW,d}^{NPA}$ é o valor de dimensionamento da componente horizontal do impulso hidrostático a montante com a albufera no NPA; $F_{HS,d}$ é a força sísmica equivalente ao sismo de dimensionamento; $F_{HD,d}$ é o impulso hidrodinâmico de montante devida à acção sísmica de dimensionamento; $I_{WJ,d}^{NPA}$ o impulso hidrostático de jusante para o NPA a montante.

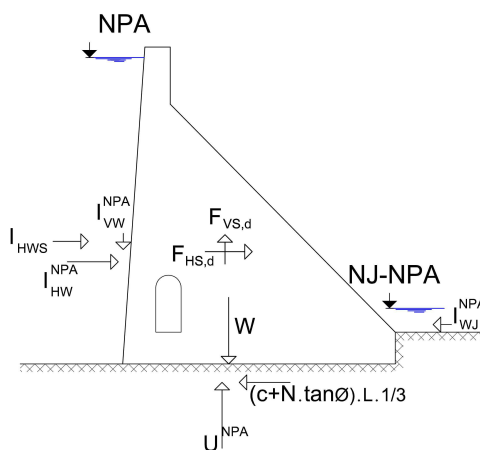


Figura 4.5: Forças actuantes na verificação de segurança para os estados limites de utilização.

4.4 Incertezas dos modelos

Para além da incerteza relativa à aproximação por uma equação linear da função estado limite reduzida não-linear, tangente a esta no ponto de dimensionamento, existem incertezas dos modelos que é necessário ter em consideração na análise de resultados. Estas incertezas derivam das aproximações das hipóteses assumidas e dos métodos de análise. Todas as hipóteses assumidas na obtenção dos valores representativos da incerteza das variáveis aleatórias padecem de uma certa redundância. O próprio modelo de análise contém incertezas associadas, como qualquer modelo, pois não reflecte por completo a realidade ou o real comportamento. Apenas modelos mais complexos, que incorporem maior quantidade de informação sobre o comportamento e propriedades dos materiais, comportamento das ligações ou interfaces entre materiais e ainda os gradientes temporais que ocorrem devido a acções dinâmicas, erosões, etc., poderiam resultar em menores incertezas do modelo, ou maior precisão e validade dos resultados, embora nunca as cessem.

Para contemplar este tipo de incerteza (diferente da que se usa na descrição das variáveis aleatórias) foi introduzido no programa desenvolvido uma parcela a ela referente. Assim, dividem-se as incertezas do modelo em,

- Incertezas na modelação da resistência, θ_R .
- Incertezas na modelação dos efeitos das acções, θ_S .

As incertezas de modelação da resistência dizem respeito tanto à falta de conhecimento do comportamento da superfície de deslizamento e das propriedades do maciço de fundação, bem como da modelação escolhida para representar a resistência. A simplificação inerente à consideração de um equilíbrio plano retira à análise o efeito tridimensional do sistema, sendo talvez a simplificação mais grosseira e conservadora que se faz. Por isso, é de esperar que a barragem apresente uma resistência total ao deslizamento consideravelmente superior à assumida num modelo plano em que se consideraram as situações envolventes mais desfavoráveis. Para introduzir este tipo de incerteza na análise, escolheu-se multiplicar a parcela da resistência ou das acções estabilizantes por uma nova variável aleatória, designada por incerteza da modelação da resistência. De acordo com a NP-EN1990-1 (2009), devem considerar-se distribuições log-normais para representar incertezas do modelo, considerando-se prudente garantir uma resistência em média 20% superior à introduzida no modelo, com a possibilidade de variação (desvio-padrão) da ordem de 10% (em média a resistência deverá ser 20% superior à considerada no modelo, mas devido às razões apresentadas, esta hipótese pode ser excessiva em certos casos, e com um desvio-padrão de 10% contempla-se esse facto).

Os erros de modelação das solicitações devem-se, sobretudo, à incerteza da acção sísmica pois os valores assumidos foram baseados em análises probabilísticas (Fonseca, 2009). Embora a hipótese que se usou seja uma boa aproximação numa análise dinâmica, não

deixa de ser um método aproximado. Ainda de acordo com a NP-EN1990-1 (2009), a distribuição para modelar estas incertezas deverá ser do tipo log-normal, com valores do coeficiente de variação entre 5 e 15%. Em média os efeitos das acções têm valores bem aproximados, podendo ser complementados por incertezas derivadas de diferentes fontes, com diferenças de 5 a 15% nesses valores, pelo que considerou-se adequado adoptar 5% de variação possível de existir.

Os parâmetros estatísticos considerados para representar as incertezas dos modelos estão resumidos na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Distribuição e parâmetros estatísticos das incertezas do modelo.

	Distribuição	μ	σ
Resistências	Log-normal	1.2	0.1
Solicitações	Log-normal	1.0	0.05

Utilizando as incertezas do modelo como variáveis aleatórias, resultará um valor de dimensionamento para cada uma delas, tal como acontece com qualquer outra variável aleatória do sistema, e um coeficiente de segurança respectivo. No entanto, nos resultados finais estas incertezas serão omitidas, sendo que os coeficientes parciais de segurança propostos para cada uma das outras variáveis aleatórias serão o produto do coeficiente parcial de segurança resultante do valor de dimensionamento dessa grandeza e do coeficiente parcial de segurança da incerteza do modelo. Assim, caso a grandeza seja uma resistência é afectada pelo coeficiente de segurança da incerteza da modelação da resistência, caso a grandeza seja uma solicitação ou acção, é afectada pelo coeficiente de segurança da incerteza da modelação dos efeitos das acções.

Comprovou-se existir uma grande sensibilidade dos resultados apresentam no capítulo 5 relativamente à variação do valor desta incerteza. Isto deve-se ao facto de ter sido considerado um desvio-padrão grande para quantificar esta incerteza.

Capítulo 5

Aplicações

5.1 Aspectos gerais das obras consideradas na análise

A geometria das doze obras consideradas na análise foi obtida a partir dos elementos do projecto e da construção. Em cada obra foi escolhida a secção mais desfavorável, correspondendo, na maior parte delas, aos perfis galgáveis do trecho central dos descarregadores. No entanto, nos casos em que este tipo de perfis apresentam uma largura reduzida relativamente ao deslizamento da obra, foram os perfis não galgáveis de maior altura os considerados. Na Tabela 5.1 apresentam-se os tipos de perfis e as alturas teóricas considerados na análise da fiabilidade ao deslizamento das doze barragens.

Tabela 5.1: Tipo e altura dos perfis escolhidos das 12 barragens analisadas.

Barragem	Altura da barragem	Tipo de perfil	Altura do perfil
Bouçoais-Sonim	43.00 m	Perfil galgável	34.00 m
Corgas	30.00 m	Perfil não galgável	24.00 m
Ferradosa	34.40 m	Perfil não galgável	33.80 m
Monte Novo	30.00 m	Perfil não galgável	24.45 m
Olgas	34.50 m	Perfil galgável	31.05 m
Pedrógão	43.00 m	Perfil galgável	33.80 m
Penha-Garcia	25.00 m	Perfil não galgável	25.00 m
Pretarouca	28.50 m	Perfil galgável	25.50 m
Raiva	36.00 m	Perfil não galgável	29.62 m
Ranhados	41.40 m	Perfil não galgável	40.45 m
Rebordelo	35.50 m	Perfil galgável	29.00 m
Sordo	36.00 m	Perfil galgável	31.60 m

As alturas dos perfis variam entre 24.00 m e 40.45 m, correspondendo a obras de média dimensão.

A verificação da segurança de cada obra iniciou-se considerando as disposições da regulamentação portuguesa (NPB, 1993). Devido à escassez de elementos relativamente às propriedades resistentes dos materiais de fundação, consideraram-se, para todos os casos, valores característicos da coesão de $0.2MPa$ e do ângulo de atrito interno de 45° . Na quantificação das acções consideradas como determinísticas adoptaram-se os valores seguintes:

- peso específico do betão - $\gamma_B = 24kN/m^3$;
- peso específico da água - $\gamma_W = 9,81kN/m^3$;
- factor da quantificação da subpressão - $k_w = 1/3$;
- ângulo de atrito interno das descontinuidades da fundação - $\tan \phi_1 = 45^\circ$;
- ângulo de atrito interno do maciço rochoso de jusante - $\tan \phi_2 = 45^\circ$;
- coesão - $c = 0.2MPa$;
- aceleração sísmica a_g de acordo com a Tabela 3.7.

Na Figura 5.1 apresenta-se a localização, nos mapas sísmicos de Portugal continental, das barragens gravidade de betão consideradas.

5.2 Resolução do problema de fiabilidade

A função estado limite de deslizamento pode ser escrita na forma,

$$Z(X_1, X_2, \dots, X_n) = \left(\sum_{i=1}^{n_i} c_i \cdot X_i \right) \cdot \theta_R - \left(\sum_{j=1}^{n_j} c_j \cdot X_j \right) \cdot \theta_S \quad (5.1)$$

em que X são as variáveis aleatórias do problema ($n = n_i + n_j$), X_i são as variáveis aleatórias relacionadas com a resistência, X_j são as variáveis aleatórias relacionadas com as acções, θ_R é a incerteza do modelo associado aos parâmetros resistentes, θ_S é a incerteza do modelo associado às acções e c_i e c_j são invariáveis do problema.

Pretende-se minimizar os valores das variáveis aleatórias X_i , relacionadas com as resistências, e maximizar os valores das variáveis aleatórias X_j , relacionadas com as acções, até se anular a função estado limite, por forma a obter o ponto de dimensionamento, isto é, os valores de dimensionamento das variáveis aleatórias referidas, utilizando o algoritmo de Rackwitz and Fiessler (1978) para resolver o método FORM apresentado no capítulo 2.

A solução obtida pode ser escrita na forma,

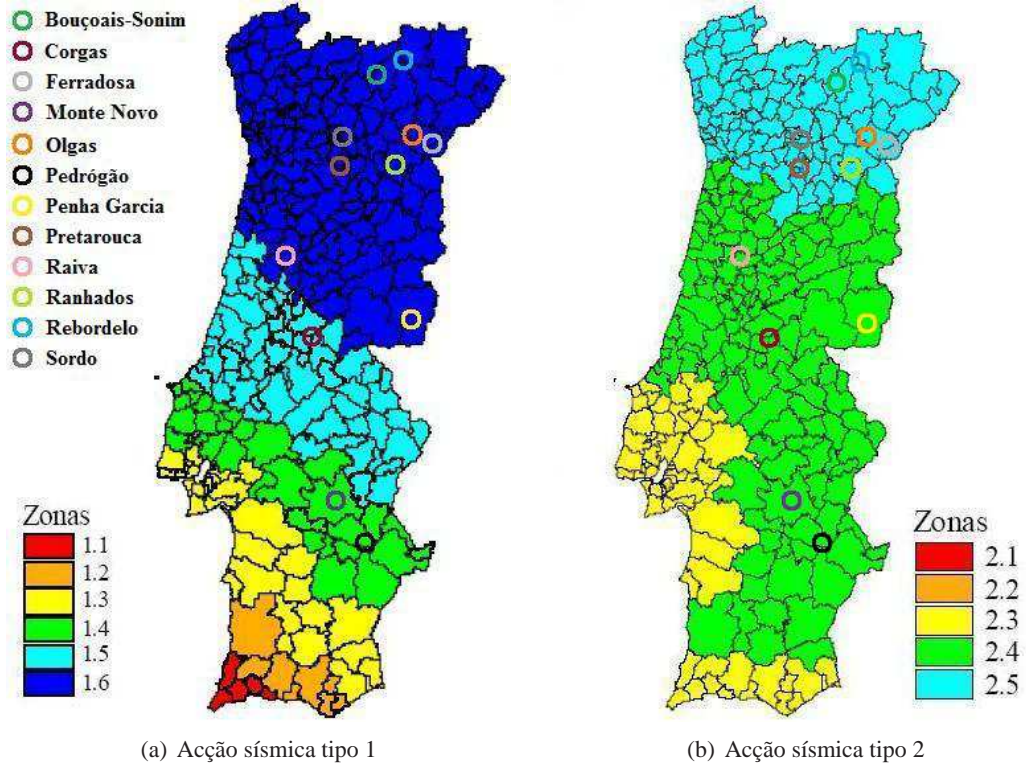


Figura 5.1: Localização das barragens nos mapas sísmicos de Portugal continental.

$$Z(X_1, X_2, \dots, X_n) = \left(\sum_{i=1}^{n_i} c_i \cdot X_{d_i} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{\theta_R}} - \left(\sum_{j=1}^{n_j} c_j \cdot X_{d_j} \right) \cdot \gamma_{\theta_S} \quad (5.2)$$

em que X_{d_i} e X_{d_j} são os valores de dimensionamento das variáveis aleatórias referidas e γ_{θ_R} e γ_{θ_S} são os coeficientes parciais relacionados com as incertezas dos modelos. O índice de fiabilidade é calculado pela expressão (2.12).

Os coeficientes parciais de segurança γ_i e γ_j relacionam-se com os valores de dimensionamento X_{d_i} e X_{d_j} e com os valores característicos X_{k_i} e X_{k_j} através das expressões,

$$X_{d_i} = \frac{X_{k_i}}{\gamma_i} \quad (5.3)$$

$$X_{d_j} = X_{k_j} \cdot \gamma_j \quad (5.4)$$

No caso particular das acções sísmicas obtém-se apenas um valor de dimensionamento.

Realizaram-se análises para os estados limites últimos e para os estados limites de utilização, permitindo a obtenção de coeficientes de segurança e de combinação, respectivamente. Em cada um destes estados identificaram-se as funções estado limite (expressões (4.7) e (4.8) para os ELU e para os ELUt, respectivamente), considerando as incertezas dos modelos referidas no capítulo 4. Os dados geométricos das obras foram considerados como grandezas determinísticas. Como variáveis aleatórias foram consideradas: i) as propriedades resistentes, nomeadamente a coesão (c) e a tangente do ângulo de atrito interno da interface de deslizamento ($\tan \phi_1$) e a tangente do ângulo de atrito interno do maciço de fundação de jusante ($\tan \phi_2$); ii) as acções, nomeadamente o factor de quantificação da subpressão (k_w), tratado com detalhe na secção 3.2.3, e as acelerações sísmicas (a_g); e iii) ainda as grandezas físicas de menor incerteza, nomeadamente o peso específico do betão (γ_B) e o peso específico da água (γ_W). Os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias consideradas são resumidos na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias.

Variável	Tipo de distribuição	Valor médio	Desvio-padrão	Valor característico
c	Log-normal	338 kPa	101.4 kPa	200 kPa
$\tan \phi_1$	Log-normal	1.28	0.192	1
$\tan \phi_2$	Log-normal	1.28	0.192	1
γ_B	Normal	24 kN/m^3	0.96 kN/m^3	24 kN/m^3
γ_W	Normal	9.81 kN/m^3	0.05 kN/m^3	9.81 kN/m^3
k_w	Beta	0.2145	0.1405	1/3
a_g	$F_{a_g}(a_g) = \left[1 - 1 / \left(475 \cdot \left(\frac{a_g}{a_{gR}} \right)^k \right) \right]^{100}$			

O cálculo foi iniciado com os valores médios das grandezas aleatórias (a aceleração sísmica teve que ser tratada independentemente pois na maioria dos casos o valor inicial assumido condicionava o critério de convergência da análise), sendo os valores actualizados durante o processo de maneira a que o ponto da iteração seguinte se aproxime da linha representativa da função estado limite e menos diste da origem do sistema de coordenadas reduzido. Esta actualização é feita reduzindo progressivamente o valor de cálculo das resistências e aumentando o valor de cálculo dos efeitos das acções, através de incrementos ou decrementos, respectivamente, de valor proporcional à importância ou peso que cada variável tem na função estado limite (parâmetros α da expressão (2.33)).

As análises foram realizadas com recurso a um programa de cálculo automático escrito na linguagem *Matlab*, que foi especificamente desenvolvido no âmbito deste trabalho. O algoritmo de cálculo é iterativo, obtendo-se a solução final a menos de um erro previamente definido.

No apêndice B apresentam-se todos os resultados das análises de fiabilidade realizadas para

as doze barragens, considerando os dados que se apresentam de seguida para cada uma delas. Nos pontos seguintes são também apresentados e discutidos os resultados relevantes.

5.3 Resultados obtidos na análise das doze barragens

5.3.1 Barragem de Bouçoais-Sonim

A barragem de Bouçoais-Sonim localiza-se no rio Rabaçal, da bacia hidrográfica do rio Douro, no limite dos concelhos de Mirandela e Valpaços. É uma barragem gravidade de betão com 43 m de altura, de eixo rectilíneo, destinada à produção de energia eléctrica, que foi concluída em 2004. A sua exploração está a cargo da Pebble Hydro, do grupo EDP. Foi projectada para um caudal de cheia de $1100 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente a um período de retorno de 1000 anos. O perfil considerado na análise, correspondente ao trecho galgável, está representado na Figura 5.2.

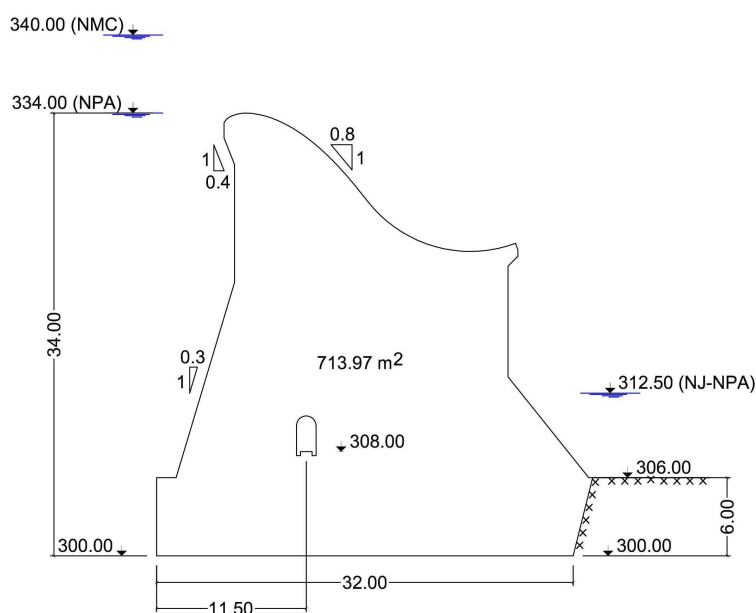


Figura 5.2: Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Bouçoais-Sonim.

Na tabela 5.3 apresenta-se a verificação de segurança de acordo com as NPB (1993), considerando as expressões (4.7) e (4.8), para os cenários de rotura e correntes, respectivamente.

Tabela 5.3: Barragem de Bouçoais-Sonim. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	17135	17135	17135
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	5670	5670	7671
$I_{VW}[kN/m]$	650	650	879
$U[kN/m]$	5893	5893	6442
$I_{WJ}[kN/m]$	766	766	766
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.50	1.08	-
$F_{HD}[kN/m]$	313	677	-
$F_S[kN/m]$	870	1881	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	6463	7384	7671
Força resistente [kN/m]	9946	10888	10935
Factor de segurança	1.539	1.475	1.425

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.4 e 5.5, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.4: Barragem de Bouçoais-Sonim. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.48	0.05	-0.02	0.14	-0.19	-0.76	0.31	-0.19
X_{d_i}	0.97	1.23	9.81	23.51	0.31	4.07	1.09	1.03
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.97	1.23	1.00	0.98	0.92	-	1.09	1.03

Tabela 5.5: Barragem de Bouçoais-Sonim. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_w [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.68	0.10	-0.04	0.33	-0.36	0.46	-0.27
X_{d_i}	0.74	1.17	9.82	22.32	0.55	0.98	1.07
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.74	1.17	1.00	0.93	1.66	0.98	1.07

Para a combinação sísmica accidental, devido ao sobredimensionamento do perfil, motivado pela realização de betonagens de preenchimento de grandes cavidades (marmitas de gigante) existentes no leito do rio, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 4.07 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 27807 anos ou a 99.64% de probabilidade de não ser excedida). Os valores dos f_i (a multiplicar pelo valor de característico para se obter o valor de dimensionamento) dizem respeito apenas a cada grandeza em particular, não contemplando ainda as influências das incertezas dos modelos. Calculou-se um índice de fiabilidade de 3.67 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.71**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 1.2×10^{-6} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 5.29 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **6.08**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 6.1×10^{-10} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Barragem de Bouçoais-Sonim. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ_w [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.48	0.42	-0.03	0.12	-0.13	-0.58	0.41	-0.25
X_{d_i}	234.83	1.10	9.81	23.75	0.23	1.54	1.11	1.03
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.17	1.10	1.00	0.99	0.70	-	1.11	1.03

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.54 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 2428 anos ou 95.96% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 3.52 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice

de fiabilidade anual de **3.85**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 5.94×10^{-5} .

5.3.2 Barragem de Corgas

A barragem de Corgas, na ribeira da Isna, da bacia hidrográfica do rio Tejo, localiza-se no concelho de Proença-a-Nova, distrito de Castelo Branco. Trata-se de uma barragem gravidade de betão com 30 m de altura, com eixo recto, destinando-se ao abastecimento de água. Foi concluída em 1991, estando actualmente sob a concessão da empresa Águas do Centro. Foi dimensionada para um caudal de cheia de $140 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente a um período de retorno de 1000 anos. O seu perfil de cálculo (não galgável) é apresentado na Figura 5.3.

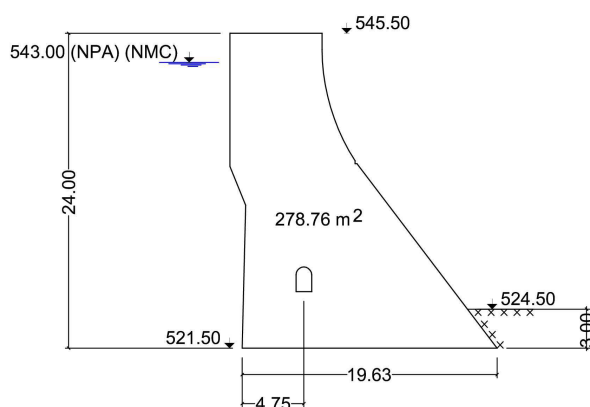


Figura 5.3: Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Corgas.

Na tabela 5.7 apresenta-se a verificação de segurança de acordo com as NPB (1993).

Tabela 5.7: Barragem de Corgas. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	6690	6690	6690
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	2296	2296	2884
$I_{VW}[kN/m]$	0	0	0
$U[kN/m]$	1582	1582	1721
$I_{WJ}[kN/m]$	37	37	37
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.68	1.48	-
$F_{HD}[kN/m]$	214	464	-
$F_S[kN/m]$	467	1011	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	2752	3284	2884
Força resistente [kN/m]	4652	4236	4289
Factor de segurança	1.690	1.290	1.487

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.8 e 5.9, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.8: Barragem de Corgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.48	0.03	-0.02	0.13	-0.25	-0.77	0.28	-0.17
X_{d_i}	0.99	1.25	9.81	23.58	0.33	4.06	1.10	1.03
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.99	1.25	1.00	0.98	0.99	-	1.10	1.03

Tabela 5.9: Barragem de Corgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.70	0.05	-0.04	0.32	-0.41	0.42	-0.25
X_{d_i}	0.73	1.21	9.82	22.41	0.58	1.00	1.07
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.73	1.21	1.00	0.93	1.75	1.00	1.07

Para a combinação sísmica accidental, devido à sensibilidade que o sistema tem à variação da aceleração sísmica, e a mesma apresentar uma distribuição dispersa, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 4.06 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 1.5, a um período de retorno de 8356 anos ou a 98.81% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 3.47 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.56**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 2.6×10^{-6} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 5.24 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **6.04**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 7.9×10^{-10} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.10.

Tabela 5.10: Barragem de Corgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.57	0.39	-0.02	0.10	-0.17	-0.58	0.39	-0.23
X_{d_i}	194.90	1.06	9.81	23.70	0.27	1.38	1.08	1.03
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.97	1.06	1.00	0.99	0.81	-	1.08	1.03

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.38 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.4, a um período de retorno de 831 anos ou 88.66% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 3.03 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.22**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 1.21×10^{-5} .

5.3.3 Barragem de Ferradosa

A barragem de Ferradosa está construída na ribeira do Freixo, da bacia hidrográfica do rio Douro, no concelho de Freixo de Espada-à-Cinta, distrito de Bragança. É uma barragem gravidade de betão com 33.4 m de altura, de eixo recto, concluída em 2007, destinando-se ao abastecimento de água. É explorada pela empresa Águas de Trás-os-Montes e Alto Douro (ATMAD). Na Figura 5.4 apresenta-se o perfil de cálculo (não galgável) considerado para a obra.

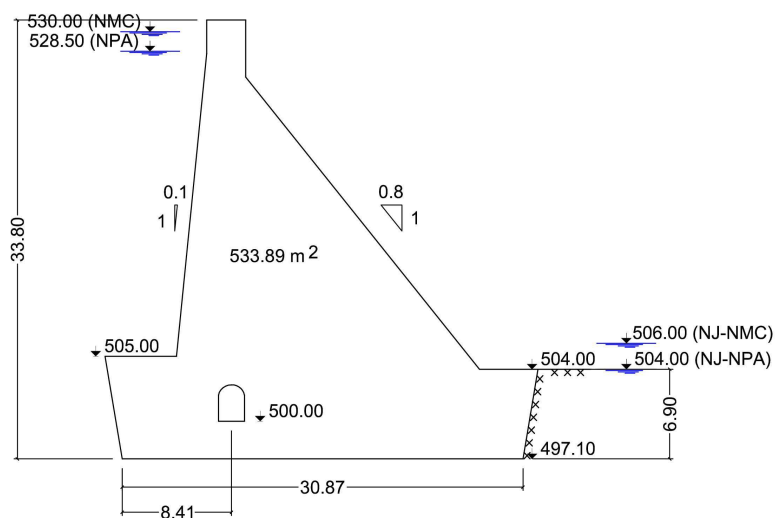


Figura 5.4: Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Ferradosa.

Na tabela 5.11 apresenta-se a verificação de segurança de acordo com as NPB (1993).

Tabela 5.11: Barragem de Ferradosa. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	12813	12813	12813
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	4832	4832	5332
$I_{VW}[kN/m]$	0	0	0
$U[kN/m]$	4337	4337	4897
$I_{WJ}[kN/m]$	234	234	389
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.50	1.08	-
$F_{HD}[kN/m]$	309	669	-
$F_S[kN/m]$	650	1407	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	5451	6199	5305
Força resistente [kN/m]	7943	8157	8122
Factor de segurança	1.457	1.316	1.531

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.12 e 5.13, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.12: Barragem de Ferradosa. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.51	0.10	-0.02	0.17	-0.33	-0.67	0.33	-0.20
X_{d_i}	0.95	1.20	9.81	23.39	0.41	3.09	1.08	1.04
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.95	1.20	1.00	0.97	1.22	-	1.08	1.04

Tabela 5.13: Barragem de Ferradosa. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.64	0.16	-0.05	0.34	-0.41	0.45	-0.27
X_{d_i}	0.74	1.10	9.82	22.14	0.61	0.97	1.08
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.74	1.10	1.00	0.92	1.82	0.97	1.08

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 3.09 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 13904 anos ou a 99.28% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 3.81 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.83**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 6.9×10^{-7} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 5.62 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **6.37**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 9.3×10^{-11} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.14.

Tabela 5.14: Barragem de Ferradosa. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.43	0.30	-0.02	0.09	-0.14	-0.76	0.30	-0.18
X_{d_i}	230.41	1.12	9.81	23.77	0.25	1.28	1.12	1.02
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.15	1.12	1.00	0.99	0.75	-	1.12	1.02

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.28 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 1544 anos ou 93.73% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.35 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.73**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 9.53×10^{-5} .

Tabela 5.15: Barragem de Monte Novo. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	6036	6036	6036
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	2213	2213	2405
$I_{VW}[kN/m]$	0	0	0
$U[kN/m]$	1598	1598	1631
$I_{WJ}[kN/m]$	128	128	128
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.68	1.64	-
$F_{HD}[kN/m]$	222	534	-
$F_S[kN/m]$	421	1011	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	2644	3248	2405
Força resistente [kN/m]	4116	4036	4177
Factor de segurança	1.557	1.243	1.737

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.16 e 5.17, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.16: Barragem de Monte Novo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.39	0.07	-0.01	0.10	-0.17	-0.85	0.25	-0.15
X_{d_i}	1.08	1.23	9.81	23.73	0.26	5.07	1.13	1.02
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.08	1.23	1.00	0.99	0.79	-	1.13	1.02

Tabela 5.17: Barragem de Monte Novo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.68	0.18	-0.04	0.31	-0.33	0.47	-0.28
X_{d_i}	0.66	1.07	9.82	22.06	0.58	0.93	1.09
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.66	1.07	1.00	0.92	1.75	0.93	1.09

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 5.07 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 1.4, a um período de retorno de 5421 anos ou a 98.17% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.78 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.04**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 2.7×10^{-5} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 6.44 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **7.11**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 5.8×10^{-13} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.18.

Tabela 5.18: Barragem de Monte Novo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	$c[\text{kPa}]$	$\tan \phi_1$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.51	0.31	-0.02	0.08	-0.11	-0.69	0.33	-0.20
X_{d_i}	222.15	1.13	9.81	23.81	0.23	1.85	1.12	1.02
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.11	1.13	1.00	0.99	0.70	-	1.12	1.02

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.85 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 1.4, a um período de retorno de 978 anos ou 90.27% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.50 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.84**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 6.15×10^{-5} .

5.3.5 Barragem de Olgas

A barragem de Olgas, na ribeira do Arroio, da bacia hidrográfica do Douro, localiza-se no concelho de Torre de Moncorvo. É uma barragem gravidade de betão com 34.5 m de altura, concluída em 2007, destinando-se ao abastecimento de água. Está concessionada à empresa Águas de Trás-os-Montes e Alto Douro (ATMAD). Na Figura 5.6 apresenta-se o perfil de cálculo (galgável) considerado para a obra.

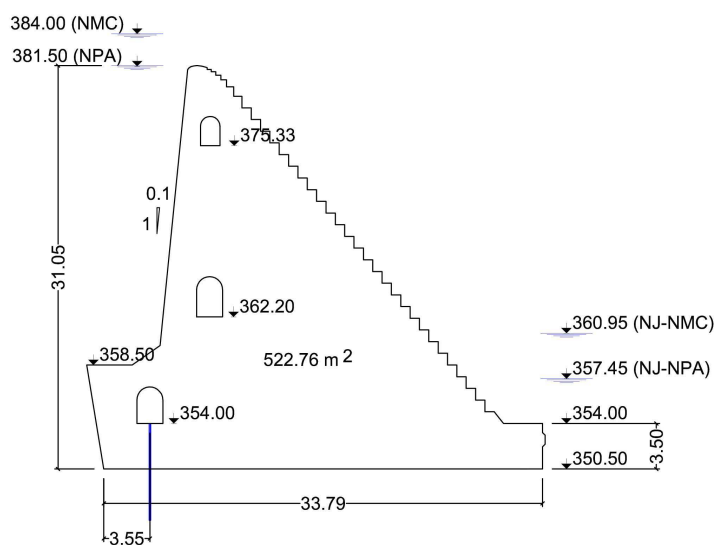


Figura 5.6: Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Olgas.

Na tabela 5.19 apresenta-se a verificação de segurança de acordo com as NPB (1993).

Tabela 5.19: Barragem de Olgas. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	12546	12546	12546
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	4729	4729	5475
$I_{VW}[kN/m]$	473	473	548
$U[kN/m]$	4055	4055	5139
$I_{WJ}[kN/m]$	237	237	536
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.50	1.08	-
$F_{HD}[kN/m]$	261	565	-
$F_S[kN/m]$	6377	1377	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	5331	6030	5475
Força resistente [kN/m]	8144	7656	7343
Factor de segurança	1.528	1.270	1.341

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.20 e 5.21, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.20: Barragem de Olgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.54	0.03	-0.02	0.18	-0.38	-0.62	0.32	-0.19
X_{d_i}	0.93	1.24	9.81	23.33	0.44	2.61	1.08	1.04
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.93	1.24	1.00	0.97	1.33	-	1.08	1.04

Tabela 5.21: Barragem de Olgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.65	0.05	-0.05	0.35	-0.46	0.42	-0.25
X_{d_i}	0.80	1.22	9.82	22.40	0.58	1.01	1.06
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.80	1.22	1.00	0.93	1.74	1.01	1.06

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 2.61 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 9146 anos ou a 98.91% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 3.80 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.82**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 7.2×10^{-7} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 4.70 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.57**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 1.3×10^{-8} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.22.

Tabela 5.22: Barragem de Olgas. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.44	0.30	-0.02	0.09	-0.16	-0.74	0.31	-0.18
X_{d_i}	222.02	1.12	9.81	23.78	0.26	1.49	1.11	1.03
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.11	1.12	1.00	0.99	0.77	-	1.11	1.03

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.49 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 2258 anos ou 95.67% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.53 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.86**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 5.17×10^{-5} .

Tabela 5.23: Barragem de Pedrógão. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	20317	20317	20317
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	5604	5604	7925
$I_{VW}[kN/m]$	0	0	0
$U[kN/m]$	7482	7482	8224
$I_{WJ}[kN/m]$	491	491	491
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.68	1.64	-
$F_{HD}[kN/m]$	425	1021	-
$F_S[kN/m]$	1417	3403	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	6838	8567	7925
Força resistente [kN/m]	11740	11671	11621
Factor de segurança	1.717	1.362	1.466

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.24 e 5.25, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.24: Barragem de Pedrógão. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.34	0.06	-0.01	0.10	-0.22	-0.87	0.22	-0.13
X_{d_i}	1.11	1.23	9.81	23.74	0.28	5.48	1.14	1.02
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.11	1.23	1.00	0.99	0.85	-	1.14	1.02

Tabela 5.25: Barragem de Pedrógão. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.55	0.16	-0.05	0.39	-0.56	0.39	-0.23
X_{d_i}	0.84	1.13	9.82	22.15	0.69	1.02	1.06
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.84	1.13	1.00	0.92	2.08	1.02	1.06

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 5.48 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 1.4, a um período de retorno de 6100 anos ou a 98.37% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.67 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.95**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 3.9×10^{-5} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 4.98 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.81**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 3.1×10^{-9} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.26.

Tabela 5.26: Barragem de Pedrógão. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.44	0.26	-0.02	0.06	-0.14	-0.78	0.28	-0.17
X_{d_i}	239.76	1.16	9.81	23.86	0.24	2.61	1.13	1.02
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.20	1.16	1.00	0.99	0.71	-	1.13	1.02

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 2.61 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 1.4, a um período de retorno de 1999 anos ou 95.12% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.35 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.73**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 9.39×10^{-5} .

Tabela 5.27: Barragem de Penha Garcia. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	5836	5836	5836
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	2417	2417	2828
$I_{VW}[kN/m]$	0	0	0
$U[kN/m]$	1846	1846	1937
$I_{WJ}[kN/m]$	95	95	95
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.68	1.48	-
$F_{HD}[kN/m]$	240	520	-
$F_S[kN/m]$	407	882	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	2851	3356	2828
Força resistente [kN/m]	3918	3451	3522
Factor de segurança	1.375	1.028	1.245

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.28 e 5.29, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.28: Barragem de Penha Garcia. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.56	0.06	-0.03	0.21	-0.37	-0.58	0.34	-0.21
X_{d_i}	0.94	1.22	9.81	23.28	0.43	2.14	1.08	1.04
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.94	1.22	1.00	0.97	1.28	-	1.08	1.04

Tabela 5.29: Barragem de Penha Garcia. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.64	0.09	-0.04	0.32	-0.50	0.40	-0.24
X_{d_i}	0.83	1.19	9.83	22.65	0.57	1.03	1.05
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.83	1.19	1.00	0.94	1.72	1.03	1.05

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 2.14 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.4, a um período de retorno de 2513 anos ou a 96.10% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 3.60 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.66**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 1.6×10^{-6} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 4.39 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.30**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 5.8×10^{-8} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.30.

Tabela 5.30: Barragem de Penha Garcia. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.54	0.30	-0.02	0.09	-0.15	-0.66	0.33	-0.20
X_{d_i}	213.34	1.13	9.81	23.79	0.25	1.35	1.11	1.02
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.07	1.13	1.00	0.99	0.74	-	1.11	1.02

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.35 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.4, a um período de retorno de 791 anos ou 88.12% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.44 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.79**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 7.44×10^{-5} .

Tabela 5.31: Barragem de Pretarouca. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	<i>NPA + SBP</i>	<i>NPA + SMP</i>	<i>NMC</i>
Acção gravítica $W[kN/m]$	8258	8258	8258
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	3189	3189	3690
$I_{VW}[kN/m]$	319	319	369
$U[kN/m]$	3110	3110	3274
$I_{WJ}[kN/m]$	133	133	133
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.50	1.08	-
$F_{HD}[kN/m]$	176	381	-
$F_S[kN/m]$	419	907	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	3588	4052	3690
Força resistente [kN/m]	5476	4669	4725
Factor de segurança	1.526	1.152	1.281

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.32 e 5.33, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.32: Barragem de Pretarouca. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.58	0.04	-0.03	0.26	-0.49	-0.42	0.35	-0.21
X_{d_i}	0.89	1.23	9.82	22.96	0.56	1.27	1.06	1.04
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.89	1.23	1.00	0.96	1.67	-	1.06	1.04

Tabela 5.33: Barragem de Pretarouca. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.63	0.05	-0.04	0.35	-0.53	0.38	-0.23
X_{d_i}	0.85	1.23	9.82	22.58	0.61	1.04	1.05
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.85	1.23	1.00	0.94	1.82	1.04	1.05

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 1.27 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 1523 anos ou a 93.64% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 4.09 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.05**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 2.2×10^{-7} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 4.28 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.22**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 9.1×10^{-8} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.34.

Tabela 5.34: Barragem de Pretarouca. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.54	0.30	-0.02	0.10	-0.19	-0.65	0.33	-0.20
X_{d_i}	195.67	1.10	9.81	23.72	0.28	1.27	1.10	1.03
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.98	1.10	1.00	0.99	0.84	-	1.10	1.03

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.27 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 1500 anos ou 93.55% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.87 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.10**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 2.02×10^{-5} .

5.3.9 Barragem de Raiva

A barragem de Raiva localiza-se no rio Mondego, no concelho da Penacova, distrito de Coimbra. É uma barragem gravidade de betão com 36 m de altura, concluída em 1981, e destina-se à produção de energia hidroelétrica e ao controlo de cheias. É explorada pela empresa Energias de Portugal (EDP). Na Figura 5.10 apresenta-se o perfil de cálculo (não galgável) considerado para a obra.

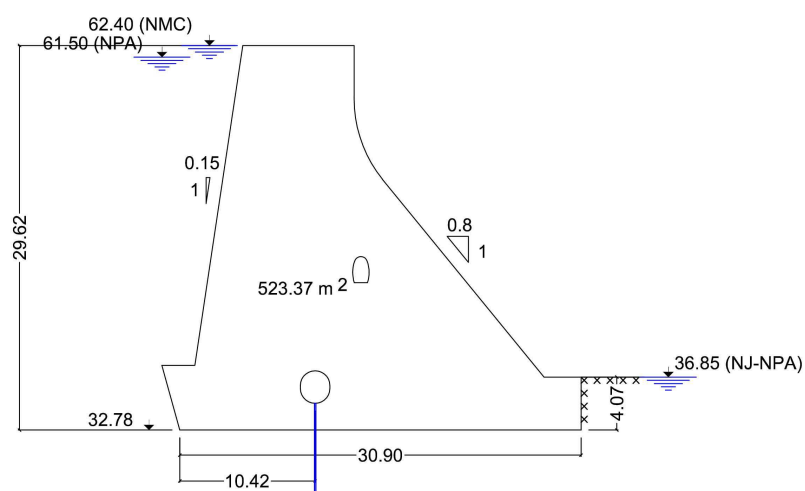


Figura 5.10: Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Raiva.

Na tabela 5.35 apresenta-se a verificação de segurança de acordo com as NPB (1993).

Tabela 5.35: Barragem de Raiva. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	12561	12561	12561
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	4042	4042	4303
$I_{VW}[kN/m]$	606	606	645
$U[kN/m]$	3740	3740	3831
$I_{WJ}[kN/m]$	81	81	81
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.68	1.48	-
$F_{HD}[kN/m]$	327	707	-
$F_S[kN/m]$	876	1898	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	4848	5787	4303
Força resistente [kN/m]	8228	7863	8136
Factor de segurança	1.697	1.359	1.891

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.36 e 5.37, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.36: Barragem de Raiva. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.50	0.03	-0.02	0.15	-0.30	-0.72	0.30	-0.18
X_{d_i}	0.96	1.24	9.81	23.47	0.38	3.24	1.09	1.03
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.96	1.24	1.00	0.98	1.14	-	1.09	1.03

Tabela 5.37: Barragem de Raiva. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.69	0.06	-0.04	0.31	-0.44	0.41	-0.25
X_{d_i}	0.77	1.21	9.82	22.52	0.58	1.01	1.06
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.77	1.21	1.00	0.94	1.75	1.01	1.06

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 3.24 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 1.6, a um período de retorno de 13384 anos ou a 99.26% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 3.67 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.72**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 1.2×10^{-6} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 4.91 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.75**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 4.6×10^{-9} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.38.

Tabela 5.38: Barragem de Raiva. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.47	0.37	-0.02	0.11	-0.17	-0.66	0.35	-0.21
X_{d_i}	245.02	1.13	9.81	23.81	0.24	1.39	1.13	1.02
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.23	1.13	1.00	0.99	0.72	-	1.13	1.02

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.39 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.4, a um período de retorno de 852 anos ou 88.92% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.24 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.66**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 1.27×10^{-4} .

5.3.10 Barragem de Ranhados

A barragem de Ranhados está construída no rio Torto, da bacia hidrográfica do rio Douro, no concelho da Meda, distrito de Guarda. É uma barragem gravidade de betão com 41.4 m de altura, com eixo recto, destinando-se ao abastecimento de água. Foi concluída em 1986 e é actualmente explorada pela empresa Águas do Zêzere e Côa. O caudal de cheia de projecto é de $265 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente a um período de retorno de 500 anos. Na Figura 5.11 apresenta-se o perfil de cálculo (não galgável) considerado para a obra.

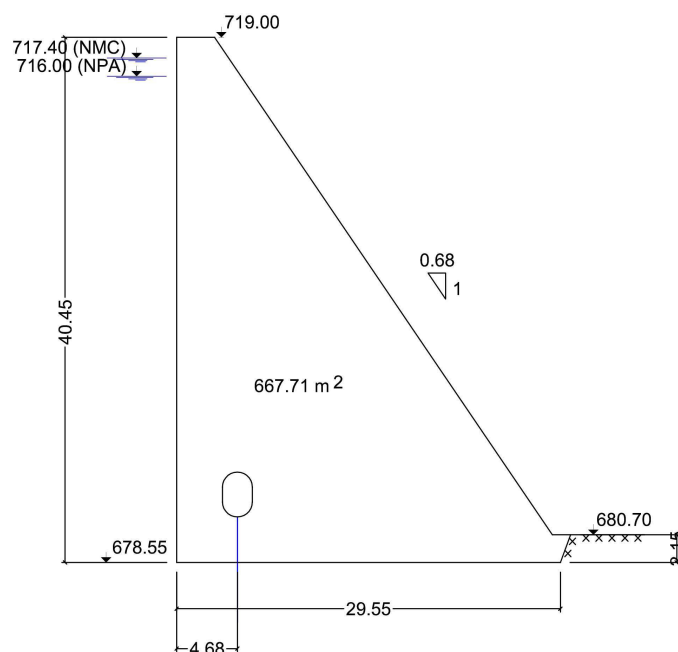


Figura 5.11: Perfil de cálculo (não galgável) da barragem de Ranhados.

Na tabela 5.39 apresenta-se a verificação de segurança de acordo com as NPB (1993).

Tabela 5.39: Barragem de Ranhados. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	16025	16025	16025
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	6835	6835	7391
$I_{VW}[kN/m]$	0	0	0
$U[kN/m]$	3325	3325	3425
$I_{WJ}[kN/m]$	44	44	44
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.50	1.08	-
$F_{HD}[kN/m]$	443	958	-
$F_S[kN/m]$	814	1759	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	7677	8656	7391
Força resistente [kN/m]	10328	10402	10612
Factor de segurança	1.345	1.202	1.436

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.40 e 5.41, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.40: Barragem de Ranhados. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.63	0.01	-0.03	0.21	-0.40	-0.47	0.36	-0.21
X_{d_i}	0.86	1.26	9.82	23.16	0.48	1.58	1.06	1.04
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.86	1.26	1.00	0.96	1.45	-	1.06	1.04

Tabela 5.41: Barragem de Ranhados. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.71	0.01	-0.04	0.30	-0.43	0.40	-0.24
X_{d_i}	0.75	1.26	9.82	22.60	0.57	1.02	1.06
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.75	1.26	1.00	0.94	1.70	1.02	1.06

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 1.58 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 2618 anos ou a 96.25% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 4.10 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.07**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 2.0×10^{-7} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 4.88 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.72**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 5.2×10^{-9} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.42.

Tabela 5.42: Barragem de Ranhados. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.53	0.50	-0.03	0.15	-0.23	-0.38	0.43	-0.26
X_{d_i}	248.72	1.12	9.81	23.76	0.25	0.68	1.13	1.02
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.24	1.12	1.00	0.99	0.74	-	1.13	1.02

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 0.68 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.4, a um período de retorno de 315 anos ou 72.79% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 1.69 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.31**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 4.65×10^{-4} .

5.3.11 Barragem de Rebordelo

A barragem de Rebordelo localiza-se no rio Rabaçal (imediatamente a montante da barragem de Bouçoais-Sonim), da bacia hidrográfica do rio Douro, no concelho de Vinhais. É uma barragem gravidade de betão com 35.5 m de altura, com ligeira curvatura em planta, Destina-se à produção de energia hidroeléctrica, tendo sido concluída em 2004. A sua exploração está a cargo da Pebble Hydro, do grupo EDP. Foi projectada para um caudal de cheia de $1380 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente a um período de retorno de 1000 anos. O perfil considerado na análise, correspondente ao trecho galgável, está representado na Figura 5.12.

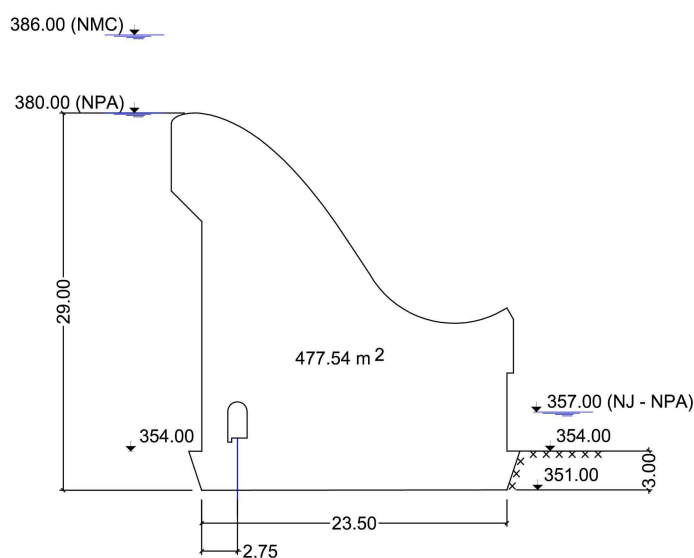


Figura 5.12: Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Rebordelo.

Na tabela 5.43 apresenta-se a verificação de segurança de acordo com as NPB (1993).

Tabela 5.43: Barragem de Rebordelo. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	11461	11461	11461
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	4125	4125	5832
$I_{VW}[kN/m]$	0	0	0
$U[kN/m]$	2577	2577	2889
$I_{WJ}[kN/m]$	177	177	177
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.50	1.08	-
$F_{HD}[kN/m]$	228	493	-
$F_S[kN/m]$	582	1258	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	4668	5298	5832
Força resistente [kN/m]	7412	7501	7451
Factor de segurança	1.588	1.416	1.278

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.44 e 5.45, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.44: Barragem de Rebordelo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.54	0.02	-0.02	0.14	-0.23	-0.71	0.31	-0.19
X_{d_i}	0.93	1.25	9.81	23.48	0.44	3.64	1.08	1.04
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.93	1.25	1.00	0.98	1.33	-	1.08	1.04

Tabela 5.45: Barragem de Rebordelo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.70	0.03	-0.04	0.30	-0.42	0.42	-0.25
X_{d_i}	0.78	1.24	9.82	22.69	0.54	1.02	1.06
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.78	1.24	1.00	0.95	1.61	1.02	1.06

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 3.64 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 20951 anos ou a 99.52% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 3.78 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.80**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 7.7×10^{-7} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 4.57 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.45**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 2.8×10^{-8} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.46.

Tabela 5.46: Barragem de Rebordelo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ^W [kN/m ³]	γ^b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.50	0.43	-0.02	0.11	-0.14	-0.56	0.40	-0.24
X_{d_i}	235.90	1.10	9.81	23.77	0.24	1.43	1.11	1.02
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.18	1.10	1.00	0.99	0.71	-	1.11	1.02

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.43 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 2032 anos ou 95.20% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.42 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.78**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 7.85×10^{-5} .

5.3.12 Barragem de Sordo

A barragem de Sordo está construída no rio Sordo, da bacia hidrográfica do rio Douro, no concelho da Vila Real. Trata-se de uma barragem gravidade de betão, com ligeira curvatura em planta, com 36 m de altura. Foi concluída em 1997 e destina-se ao abastecimento e à produção de energia hidroelétrica. É explorada pela C. M. de Vila Real e pela Pebble Hydro (grupo EDP). Tem um caudal de cheia de projecto de $365 \text{ m}^3/\text{s}$ para um período de retorno de 1000 anos. O perfil considerado na análise, correspondente ao trecho galgável, está representado na Figura 5.13.

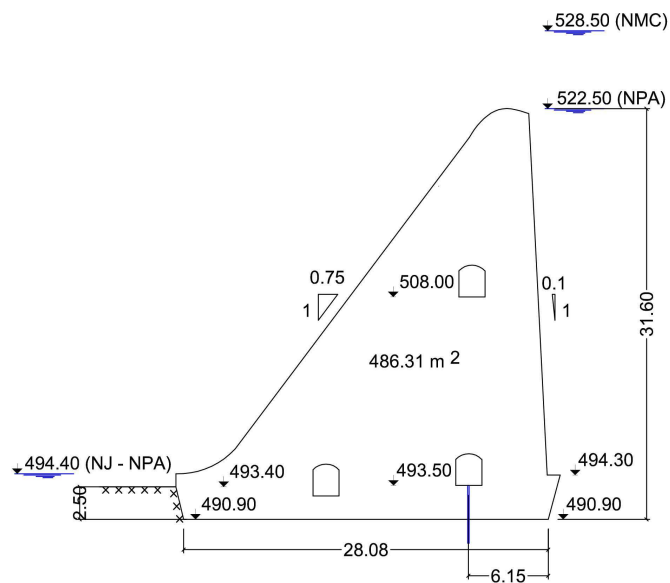


Figura 5.13: Perfil de cálculo (galgável) da barragem de Sordo.

Na tabela 5.47 apresenta-se a verificação de segurança de acordo com as NPB (1993).

Tabela 5.47: Barragem de Sordo. Resultados da verificação de segurança ao deslizamento considerando as NPB (1993).

	Cenários correntes	Cenários de rotura	
	$NPA + SBP$	$NPA + SMP$	NMC
Acção gravítica $W[kN/m]$	11671	11671	11671
Acções da água $I_{HW}[kN/m]$	4898	4898	6603
$I_{VW}[kN/m]$	490	490	660
$U[kN/m]$	3102	3102	3520
$I_{WJ}[kN/m]$	60	60	60
Acção sísmica $a_g[m/s^2]$	0.50	1.08	-
$F_{HD}[kN/m]$	270	585	-
$F_S[kN/m]$	592	1281	-
Propriedades resistentes $\phi_1[^\circ]$	45	45	45
$\phi_2[^\circ]$	45	45	45
$c[kPa]$	200	-	-
Força actuante [kN/m]	5476	6148	6603
Força resistente [kN/m]	7883	7487	7494
Factor de segurança	1.430	1.218	1.135

Na análise de fiabilidade, usando algoritmo programado do método FORM, obtiveram-se, para os ELU, os resultados relevantes apresentados nas tabelas 5.48 e 5.49, para a combinação sísmica accidental e para a combinação hidrostática extrema, respectivamente.

Tabela 5.48: Barragem de Sordo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.61	0.02	-0.03	0.20	-0.40	-0.51	0.35	-0.21
X_{d_i}	0.87	1.25	9.82	23.19	0.49	1.83	1.06	1.04
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	0.87	1.25	1.00	0.97	1.47	-	1.06	1.04

Tabela 5.49: Barragem de Sordo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Grandeza	$\tan \phi_1$	$\tan \phi_2$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	θ_R	θ_S
α_i	0.66	0.02	-0.04	0.28	-0.54	0.38	-0.23
X_{d_i}	0.87	1.25	9.82	22.96	0.56	1.06	1.04
X_{k_i}	1.00	1.00	9.81	24.00	1/3	1.00	1.00
f_i	0.87	1.25	1.00	0.96	1.69	1.06	1.04

Para a combinação sísmica accidental, a rotura só é atingida para uma aceleração sísmica de dimensionamento de 1.83 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 3763 anos ou a 97.38% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 4.12 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **5.08**, a que corresponde uma probabilidade de rotura anual de 1.9×10^{-7} .

Para a combinação hidrostática extrema, o índice de fiabilidade é de 3.81 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **4.82**, a que corresponde a uma probabilidade de rotura anual de 7.0×10^{-7} .

Para o ELUt (combinação sísmica rara) os resultados da análise são resumidos na Tabela 5.50.

Tabela 5.50: Barragem de Sordo. Síntese dos resultados obtidos pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

Grandeza	c [kPa]	$\tan \phi_1$	γ_W [kN/m ³]	γ_b [kN/m ³]	k_w	a_g [m/s ²]	θ_R	θ_S
α_i	0.48	0.37	-0.02	0.10	-0.18	-0.65	0.35	-0.21
X_{d_i}	235.26	1.12	9.81	23.78	0.25	1.09	1.12	1.02
X_{k_i}	200.00	1.00	9.81	24.00	1/3	-	1.00	1.00
f_i	1.18	1.12	1.00	0.99	0.76	-	1.12	1.02

O ponto de falha (violação da condição de funcionalidade) foi atingido para uma aceleração sísmica de 1.09 m/s^2 (corresponde, para a zona sísmica 2.5, a um período de retorno de 1027 anos ou 90.72% de probabilidade de não ser excedida). Calculou-se um índice de fiabilidade de 2.25 (para um período de referência de 100 anos), equivalente a um índice de fiabilidade anual de **3.67**, a que corresponde uma probabilidade de falha anual de 1.23×10^{-4} .

5.4 Análise de resultados

5.4.1 Aspectos gerais

Na tabela 5.51 apresenta-se uma síntese dos resultados relevantes obtidos na verificação da segurança ao deslizamento das doze barragens.

Tabela 5.51: Síntese dos resultados relevantes da verificação da segurança ao deslizamento das doze barragens.

Barragem	Verificação da segurança ao deslizamento segundo as NPB (1993). Factor de segurança			Análise da fiabilidade estrutural para um cenário de deslizamento. Probabilidade anual de falha		
	Cenários correntes NPA+SBP	Cenários de rotura		ELUt NPA+Sismo	ELU	
		NPA+SMP	NMC		NPA+Sismo	NMC
Bouçoais-Sonim	1.539	1.475	1.425	5.94×10^{-5}	1.22×10^{-6}	6.1×10^{-10}
Corgas	1.690	1.290	1.487	1.21×10^{-5}	2.60×10^{-6}	7.9×10^{-10}
Ferradosa	1.457	1.316	1.531	9.53×10^{-5}	6.85×10^{-7}	9.3×10^{-11}
Monte Novo	1.557	1.243	1.737	6.15×10^{-5}	2.71×10^{-5}	5.8×10^{-13}
Olgas	1.528	1.270	1.341	5.71×10^{-5}	7.19×10^{-7}	1.3×10^{-8}
Pedrógão	1.717	1.362	1.466	9.39×10^{-5}	3.86×10^{-5}	3.1×10^{-9}
Penha Garcia	1.375	1.028	1.245	7.44×10^{-5}	1.58×10^{-6}	5.8×10^{-8}
Pretarouca	1.526	1.152	1.281	2.02×10^{-5}	2.18×10^{-7}	9.1×10^{-8}
Raiva	1.697	1.359	1.891	1.27×10^{-4}	1.20×10^{-6}	4.6×10^{-9}
Ranhados	1.345	1.202	1.436	4.65×10^{-4}	2.04×10^{-7}	5.2×10^{-9}
Rebordelo	1.588	1.416	1.278	7.85×10^{-5}	7.74×10^{-7}	2.5×10^{-8}
Sordo	1.430	1.218	1.135	1.23×10^{-4}	1.88×10^{-7}	7.0×10^{-7}

O tratamento conjunto dos resultados da análise de fiabilidade das doze barragens permitirá tirar algumas conclusões de índole geral. De acordo com a prática relativa a segurança de barragens (Pedro, 2007), para os estados limites últimos, ou cenários de rotura, aceita-se uma probabilidade de rotura $p_F = 1 \times 10^{-6}$ (índice de fiabilidade de 4.75) e para os estados limites de utilização, ou cenários correntes, será aceitável uma probabilidade de não-verificação do critério (neste caso não se pode falar de rotura mas sim de qualidade de desempenho e manutenção da funcionalidade) $p_F = 1 \times 10^{-4}$ (índice de fiabilidade de 3.72). Foram assim escolhidos estes valores-objectivo, em detrimento do apresentado na NP-EN1990-1 (2009) (ver Tabela 2.4), porque as barragens são estruturas específicas com risco associado elevado.

Uma maneira expedita de fazer uma análise global de resultados com base nos resultados individuais consiste na representação gráfica dos índices de fiabilidade obtidos (ou da probabilidade de rotura) e dos correspondentes coeficientes parciais de segurança. As tendências destas representações, quando existem, podem ser obtidas por regressões, eventualmente lineares, calculadas pelo método dos mínimos quadrados, permitindo o cálculo dos coeficientes parciais para o valor do índice de fiabilidade objectivo.

Optou-se por condensar a parcela das incertezas dos modelos nas resistências, para se poderem apresentar valores absolutos de minoração da resistência e majoração das acções. Assim, para cada estado limite calcularam-se os valores,

- $\gamma_{\tan \phi_1} = \frac{1}{\frac{f_{\tan \phi} \times f_{\theta_R}}{f_{\theta_S}}}$
- $\gamma_c = \frac{1}{\frac{f_c \times f_{\theta_R}}{f_{\theta_S}}}$
- $\gamma_{\tan \phi_2} = \frac{1}{f_{\tan \phi_2}}$
- $\gamma_{\gamma_W} = f_{\gamma_W}$
- $\gamma_{\gamma_b} = \frac{1}{f_{\gamma_b}}$
- $\gamma_{k_w} = f_{k_w}$
- para a aceleração sísmica é proposto o valor correspondente ao período de retorno correspondente ao índice de fiabilidade objectivo.

É oportuno voltar a referir que, a partir dos valores de dimensionamento X_d foram obtidos os factores f_i , por divisão pelos valores característicos X_k .

5.4.2 ELU: Combinação sísmica accidental

Na Tabela 5.52 resumem-se os resultados obtidos para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Tabela 5.52: Resumo dos resultados para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Barragem	β_1	$\gamma_{\tan \phi_1}$	$\gamma_{\tan \phi_2}$	γ_{γ_W}	γ_{γ_B}	γ_{k_w}	$PR(\text{anos})$
Bouçoais-Sonim	4.71	0.98	0.81	1.00	1.02	0.92	27807
Corgas	4.56	0.94	0.80	1.00	1.02	0.99	8356
Ferradosa	4.83	1.01	0.84	1.00	1.03	1.22	13904
Monte Novo	4.04	0.84	0.81	1.00	1.01	0.79	5421
Olgas	4.82	1.03	0.80	1.00	1.03	1.33	9146
Pedrógão	3.95	0.81	0.81	1.00	1.01	0.85	6100
Penha Garcia	4.66	1.02	0.82	1.00	1.03	1.28	2513
Pretarouca	5.05	1.11	0.81	1.00	1.05	1.67	1523
Raiva	4.72	0.98	0.80	1.00	1.02	1.14	13384
Ranhados	5.07	1.15	0.79	1.00	1.04	1.45	2618
Rebordelo	4.80	1.02	0.80	1.00	1.02	1.00	20951
Sordo	5.08	1.13	0.80	1.00	1.03	1.47	3763

Nos gráficos das Figura 5.14 apresentam-se, para cada variável, as regressões lineares realizadas a partir dos resultados obtidos, das quais se retiraram os valores correspondentes ao índice de fiabilidade objectivo ($\beta = 4.75$) que se apresentam na Tabela 5.53.

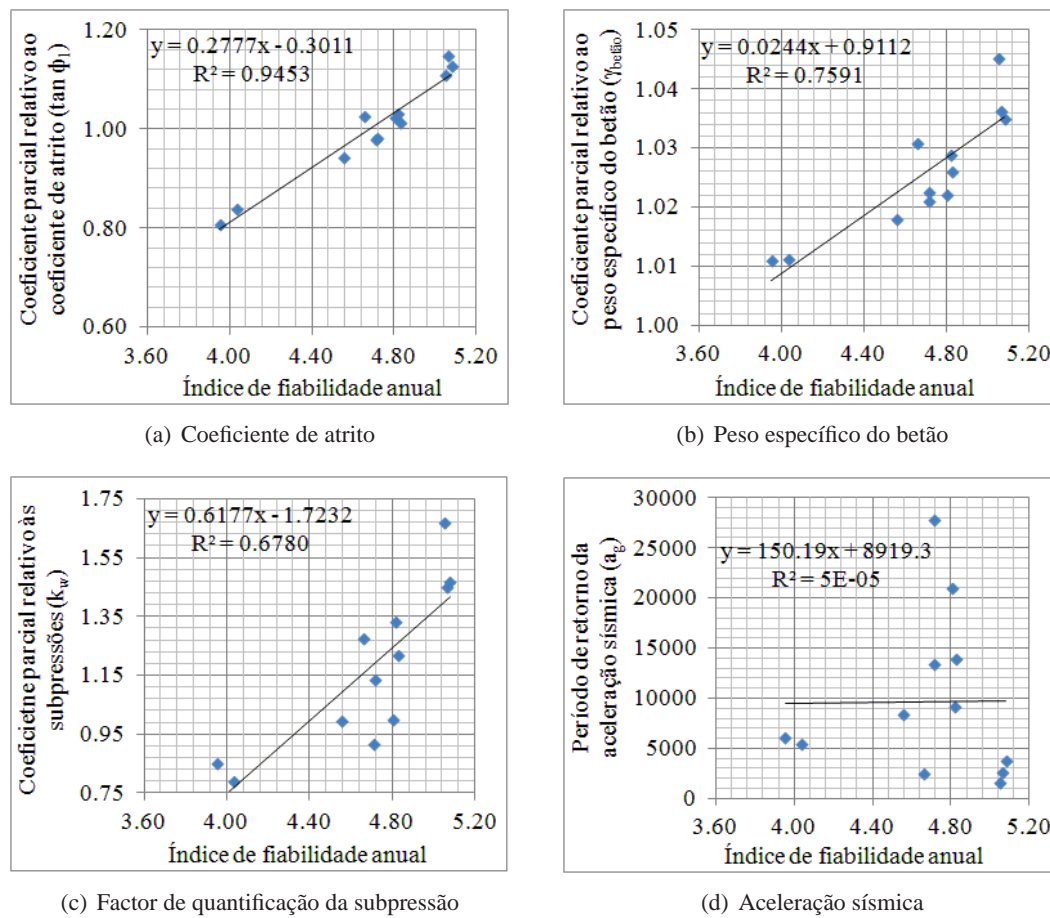


Figura 5.14: Coeficientes parciais de segurança e período de retorno da aceleração sísmica para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

Tabela 5.53: Coeficientes de segurança e período de retorno da aceleração sísmica para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental, correspondentes ao índice de fiabilidade objectivo.

β_1	Resistências				Acções		
	c	$\gamma_{\tan \phi_1}$	$\gamma_{\tan \phi_2}$	γ_{γ_B}	γ_{γ_W}	γ_{k_w}	a_g (PR anos)
4.75	-	1.02	1.00	1.03	1.00	1.21	9633

Assim, a verificação de segurança para o estado limite último de deslizamento correspondente à combinação sísmica accidental pode ser traduzida pela expressão,

$$\left(\frac{N_k}{1.03} - U_d - F_{VS,9633} \right) \cdot \frac{\tan \phi_k}{1.02} + \frac{I_{p,k}}{3} + I_{WJ,k}^{NPA} \geq I_{HW,k}^{NPA} + F_{HS,9633} + F_{HD,9633} \quad (5.5)$$

sendo que U_d é obtido considerando $k_w = 1.21 \times 1/3$.

Para realizar uma comparação com as disposições das NPB (1993) calculou-se o coeficiente de segurança a considerar no coeficiente de atrito para que, ao solicitar a estrutura como uma acção sísmica correspondente a uma aceleração com 1000 anos de período de retorno, se obtenha a mesma margem de segurança. Para isso calculou-se o valor de dimensionamento do coeficiente de atrito de modo a que, mantendo o valor de dimensionamento das restantes variáveis e usando a aceleração sísmica com 1000 anos de período de retorno, a função estado limite seja nula. Os resultados, em termos de coeficiente parcial de segurança, são apresentados na Figura 5.15, estando as conclusões expostas na Tabela 5.54.

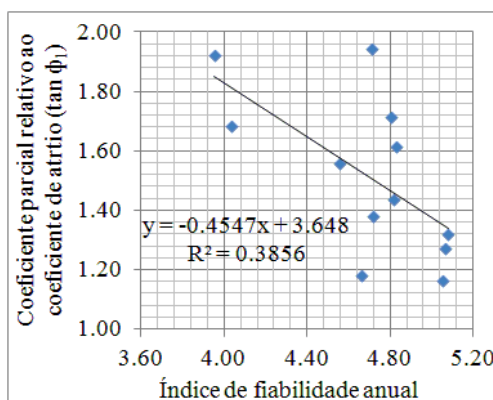


Figura 5.15: Coeficientes parciais de segurança das propriedades resistentes considerando 1000 anos para o período de retorno da aceleração sísmica na combinação sísmica accidental (ELU).

Tabela 5.54: Coeficientes parciais de segurança considerando o período de retorno da aceleração sísmica como 1000 anos na combinação sísmica accidental (ELU).

Análise de fiabilidade	Resistências				Acções		
	c	$\gamma_{\tan \phi_1}$	$\gamma_{\tan \phi_2}$	γ_{γ_B}	γ_{γ_W}	γ_{k_w}	a_g (PR anos)
$\beta_1 = 4.75$	-	1.49	1.00	1.03	1.00	1.21	1000
NPB	-	1.2 a 1.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1000

Pode notar-se que para o índice de fiabilidade objectivo foi conseguido para coeficientes de segurança que são genericamente superiores aos inerentes à aplicação das NPB (1993).

5.4.3 ELU: Combinação hidrostática extrema

Na Tabela 5.55 resumem-se os resultados obtidos para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Tabela 5.55: Resumo dos resultados para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Barragem	β_1	$\gamma_{\tan \phi_1}$	$\gamma_{\tan \phi_2}$	γ_{γ_W}	γ_{γ_B}	γ_{k_w}
Bouçoais-Sonim	6.08	1.48	0.85	1.00	1.08	1.66
Corgas	6.04	1.46	0.82	1.00	1.07	1.75
Ferradosa	6.37	1.51	0.91	1.00	1.08	1.82
Monte Novo	7.11	1.78	0.94	1.00	1.09	1.75
Olgas	5.57	1.30	0.82	1.00	1.07	1.74
Pedrogão	5.81	1.24	0.89	1.00	1.08	2.08
Penha Garcia	5.30	1.24	0.84	1.00	1.06	1.72
Pretarouca	5.22	1.18	0.82	1.00	1.06	1.82
Raiva	5.75	1.37	0.83	1.00	1.07	1.75
Ranhados	5.72	1.39	0.79	1.00	1.06	1.70
Rebordelo	5.45	1.32	0.81	1.00	1.06	1.61
Sordo	4.82	1.13	0.80	1.00	1.05	1.69

Nos gráficos das Figura 5.16 apresentam-se, para cada variável, as regressões lineares realizadas a partir dos resultados obtidos, das quais se retiraram os valores correspondentes ao índice de fiabilidade objectivo ($\beta = 4.75$) que se apresentam na Tabela 5.56.

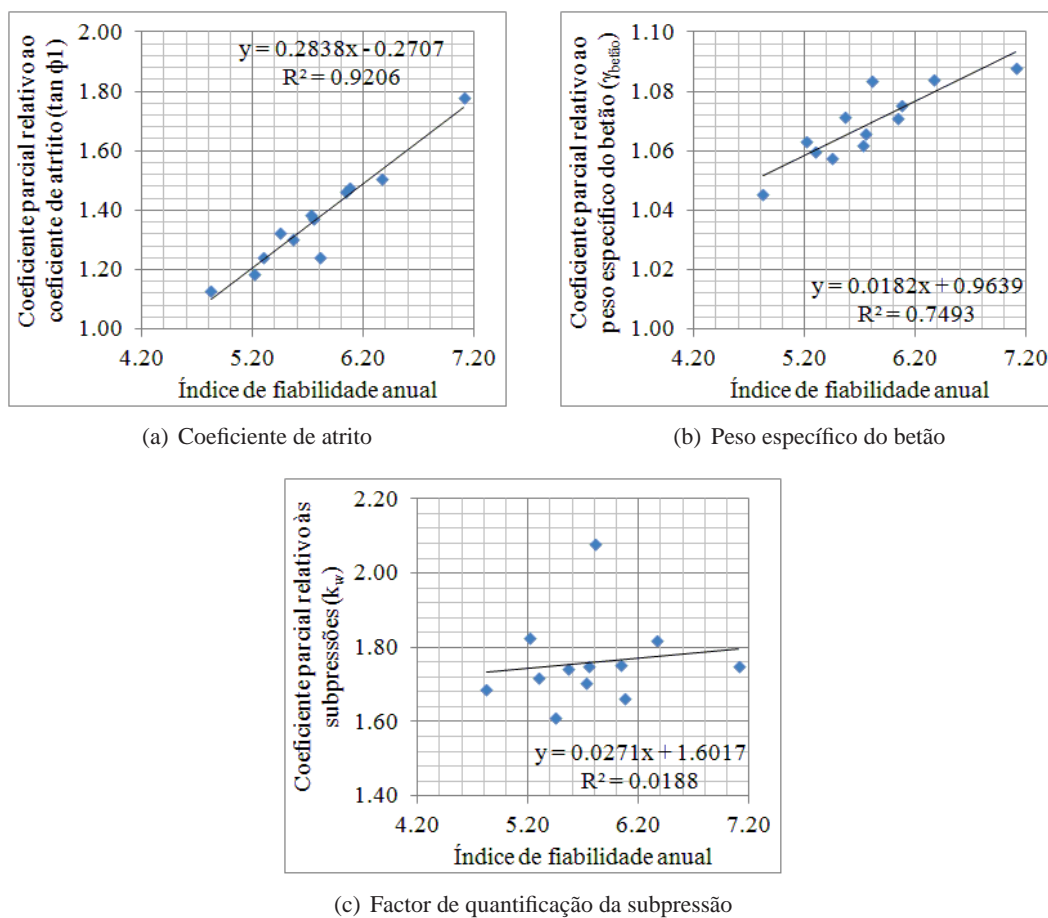


Figura 5.16: Coeficientes parciais de segurança para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

Tabela 5.56: Coeficientes parciais de segurança para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema, correspondentes ao índice de fiabilidade objectivo.

β_1	Resistências				Acções	
	c	$\gamma_{\tan \phi_1}$	$\gamma_{\tan \phi_2}$	γ_{γ_B}	γ_{γ_W}	γ_{k_w}
4.75	-	1.08	1.00	1.05	1.00	1.73

Assim, a verificação de segurança para o estado limite último de deslizamento correspondente à combinação hidrostática extrema pode ser traduzida pela expressão,

$$\left(\frac{N_k}{1.05} - U_d \right) \cdot \frac{\tan \phi_k}{1.08} + \frac{I_{p,k}}{3} + I_{WJ,k}^{NPA} \geq I_{HW,k}^{NPA} \quad (5.6)$$

sendo que U_d é obtido considerando $k_w = 1.73 \times 1/3$.

Estes resultados reflectem o facto de que esta situação não é condicionante do dimensionamento pois o estado limite só é atingido para uma majoração grande dos efeitos das subpressões e uma pequena minoração das resistências. A forma das distribuições de probabilidade consideradas para as resistências e para as subpressões, bem como o seu peso relativo na função estado limite, induzem este tipo de resultados, mas fisicamente o estado limite poderia ser atingido com uma maior minoração da resistência e uma menor majoração das acções.

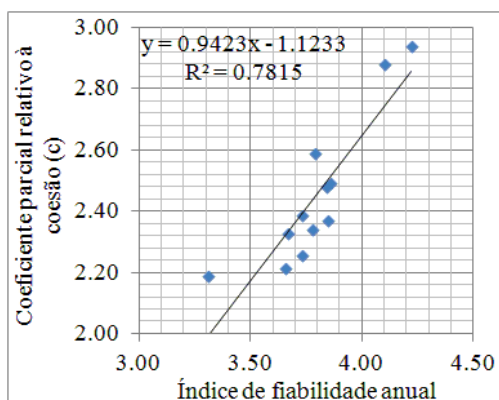
5.4.4 ELUt: Combinação sísmica rara

Na Tabela 5.57 apresentam-se os resultados referentes aos estados limites de utilização. Os coeficientes de segurança das resistências, traduzidas pelo coeficiente de atrito interno e da coesão, são multiplicados por 3, para incorporar neles o facto de só 1/3 da resistência dever ser mobilizada.

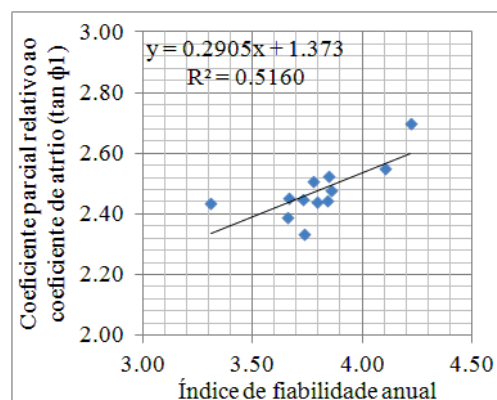
Tabela 5.57: Resumo dos resultados para o estado limite de utilização, para a combinação sísmica rara.

Barragem	β_1	c	$\gamma_{\tan \phi_1}$	γ_{γ_W}	γ_{γ_B}	γ_{k_w}	$PR(\text{anos})$
Bouçoais-Sonim	3.85	2.37	2.53	1.00	1.01	0.70	2428
Corgas	4.22	2.94	2.70	1.00	1.01	0.81	831
Ferradosa	3.73	2.38	2.45	1.00	1.01	0.75	1544
Monte Novo	3.84	2.48	2.44	1.00	1.01	0.70	978
Olgas	3.86	2.49	2.48	1.00	1.01	0.77	2258
Pedrógão	3.73	2.25	2.34	1.00	1.01	0.71	1999
Penha Garcia	3.79	2.59	2.44	1.00	1.01	0.74	791
Pretarouca	4.10	2.88	2.55	1.00	1.01	0.84	1500
Raiva	3.66	2.21	2.39	1.00	1.01	0.72	3758
Ranhados	3.31	2.19	2.44	1.00	1.01	0.74	315
Rebordelo	3.78	2.34	2.51	1.00	1.01	0.71	2032
Sordo	3.67	2.33	2.45	1.00	1.01	0.76	1027

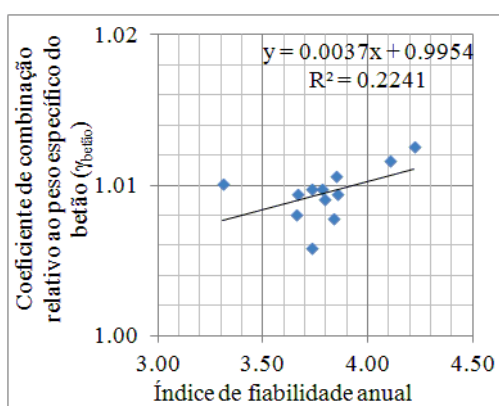
Nos gráficos da Figura 5.17 apresentam-se, para cada variável, as regressões lineares realizadas a partir dos resultados obtidos, das quais se retiraram os valores correspondentes ao índice de fiabilidade objectivo ($\beta = 3.72$) que se apresentam na Tabela 5.58.



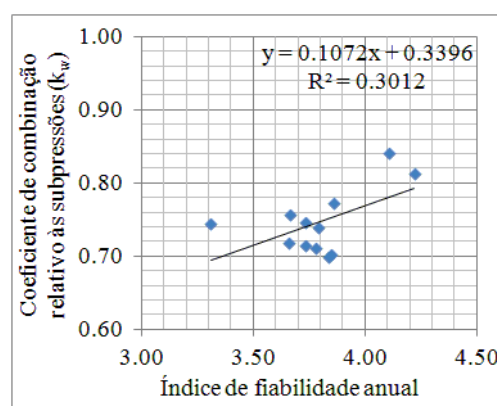
(a) Coesão



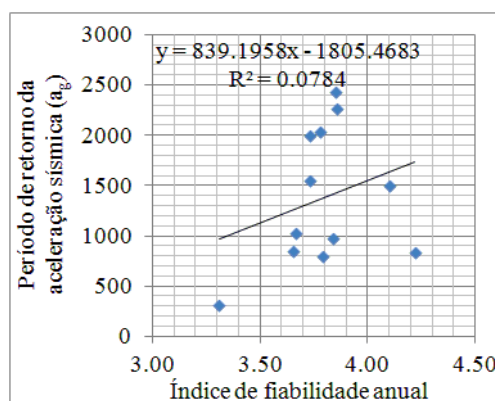
(b) Coeficiente de atrito



(c) Peso específico do betão



(d) Factor de quantificação da subpressão



(e) Aceleração sísmica

Figura 5.17: Coeficientes parciais de segurança, coeficientes de combinação e período de retorno da aceleração sísmica para o estado limite de utilização, para a combinação sísmica rara.

Tabela 5.58: Coeficientes parciais de segurança, coeficientes de combinação e período de retorno da aceleração sísmica para o estado limite de utilização, para a combinação sísmica rara.

	Resistências				Acções		
β_1	c	$\gamma_{\tan \phi_1}$	$\gamma_{\tan \phi_2}$	γ_{γ_B}	γ_{γ_W}	γ_{k_w}	a_g (PR anos)
3.72	2.38	2.45	1.00	1.01	1.00	0.74	1316

A verificação da funcionalidade para o estado limite de utilização ao deslizamento corresponde à combinação sísmica rara que pode ser traduzida pela expressão,

$$\left(\frac{N_k}{1.01} - U_d - F_{VS,1316} \right) \cdot \frac{\tan \phi_k}{2.45} + \frac{c_k}{2.38} \cdot L + I_{WJ,k}^{NPA} \geq I_{HW,k}^{NPA} + F_{HS,1316} + F_{HD,1316} \quad (5.7)$$

sendo que U_d é obtido considerando $k_w = 0.74 \times 1/3$.

Para realizar uma comparação com as disposições das NPB (1993), calcularam-se os coeficientes de segurança a considerar no coeficiente de atrito e na coesão para que, ao solicitar a estrutura como uma acção sísmica correspondente a uma aceleração com 145 anos de período de retorno, se obtenha a mesma margem de segurança. Para isso calcularam-se os valores de dimensionamento daquelas duas parcelas resistentes de modo a que, mantendo o valor de dimensionamento das restantes variáveis, excepto do efeito das subpressões, em que se considerou o valor característico, e usando a aceleração sísmica de 145 anos de período de retorno, a função estado limite seja nula. Os resultados, em termos de coeficientes parciais de segurança, são apresentados na Figura 5.18, estando as conclusões expostas na Tabela 5.59.

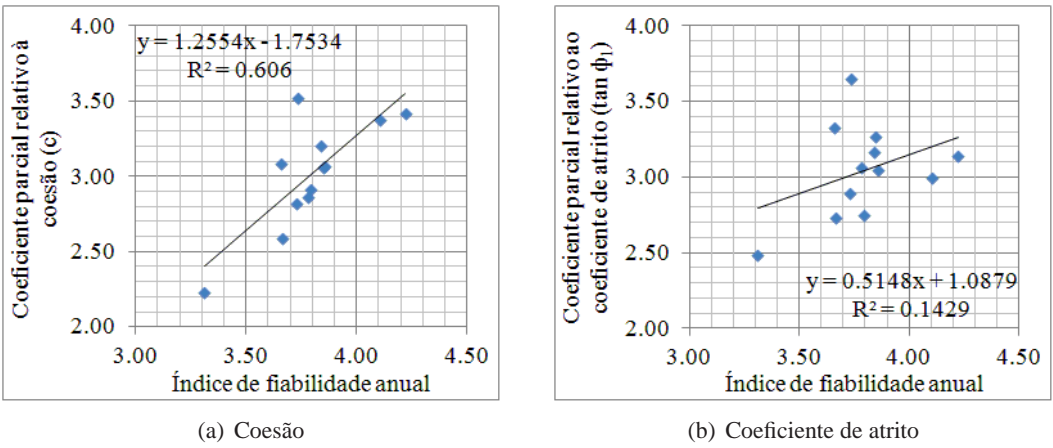


Figura 5.18: Coeficientes parciais de segurança das propriedades resistentes considerando 145 anos para o período de retorno da aceleração sísmica na combinação sísmica rara (ELUt).

Tabela 5.59: Coeficientes parciais de segurança considerando 145 anos para o período de retorno da aceleração sísmica na combinação sísmica rara (ELUt).

Análise de fiabilidade	Resistências				Acções		
	c	$\gamma_{\tan \phi_1}$	$\gamma_{\tan \phi_2}$	γ_{γ_B}	γ_{γ_W}	γ_{k_w}	a_g (PR anos)
$\beta_1 = 3.72$	2.92	3.00	1.00	1.01	1.00	1.00	145
NPB	3 a 5	1.5 a 2	1.00	1.00	1.00	1.00	145

O índice de fiabilidade objectivo foi conseguido para coeficientes de segurança que são da ordem de grandezas dos preconizados nas NPB (1993), excepto no caso do coeficiente de atrito, em que se obteve um coeficiente de segurança substancialmente superior na análise de fiabilidade.

Capítulo 6

Conclusões

6.1 Aspectos relevantes dos estudos efectuados

No presente trabalho fez-se a análise da fiabilidade estrutural de barragens gravidade de betão relativamente ao cenário de deslizamento, tendo para tal sido seleccionadas doze barragens portuguesas com perfil gravidade maciço.

Foram considerados os elementos de projecto e de construção das doze obras e as acções gravíticas, da água e sísmicas inerentes a cada uma delas. As grandezas geométricas foram consideradas como determinísticas. Foram consideradas como grandezas probabilísticas as acções gravíticas (peso próprio dos materiais), da água (pressões hidrostáticas e subpressões) e sísmicas, bem como a resistência das superfícies potenciais de deslizamento da vizinhança da base da barragem.

Os parâmetros estatísticos das grandezas probabilísticas foram obtidos através de pesquisa bibliográfica, excepto o caso das subpressões, em que foi feito um tratamento estatístico dos valores observados nas fundações das barragens seleccionadas, tendo-se ajustado uma distribuição beta. Este ajuste é um dos aspectos inovadores do presente trabalho, mas concluiu-se que seria necessário incluir um maior número de barragens na análise para que os resultados pudessem ser mais conclusivos.

As análises de segurança iniciaram-se considerando as disposições da regulamentação portuguesa de segurança de barragens, nomeadamente o RSB (2007) e as NPB (1993). De seguida fez-se uma análise da fiabilidade das doze barragens, considerando a abordagem dos eurocódigos estruturais, para o cenário de deslizamento pela superfície de contacto com a fundação, através do método FORM, programado especificamente para o efeito na linguagem Matlab, usando o algoritmo de Rackwitz and Fiessler (1978).

A verificação da segurança ao deslizamento das barragens gravidade, tanto para os estados limites últimos como para os estados limites de utilização, depende fundamentalmente do peso próprio dos materiais, das pressões hidrostáticas e das subpressões, dos efeitos das acções sísmicas e da resistência das superfícies potenciais de deslizamento.

No entanto, são as acções sísmicas aquelas que maior preponderância têm na segurança. Para acelerações sísmicas com 1000 anos de período de retorno (90% de probabilidade de não ser excedido no período de vida de 100 anos), para os estados limites últimos, ou de 145 anos de período de retorno (50% de probabilidade de não ser excedido em 100 anos), para os estados limites de utilização, a segurança é, em geral, verificada. A não verificação da função estado limite só acontece para períodos de retorno substancialmente superiores aos referidos.

No que diz respeito ao efeito das subpressões, os valores característicos recomendados na regulamentação portuguesa afiguram-se ser pouco exigentes. De facto, mesmo verificando-se uma maior sensibilidade dos resultados aos valores da aceleração sísmica, os valores de dimensionamento das subpressões podem ser maiores que os previstos nas NPB. No entanto, apenas nos casos das barragens de Corgas e de Pedrógão se têm vindo a observar subpressões mais elevadas que o valor de dimensionamento utilizadas nas análises ($k_w = 0.42$). Nestas condições, as subpressões nas fundações das barragens devem ser objecto de uma monitorização cuidada, para permitir intervenções atempadas quando for julgado conveniente.

Quanto aos coeficientes de segurança das propriedades resistentes, os resultados mostram, para os ELUt, uma influência praticamente idêntica do coeficiente de atrito e da coesão na verificação do estado limite, pois obtiveram-se coeficientes parciais de segurança semelhantes para as duas grandezas. Para os ELU, a margem de segurança prevista nas NPB (1993), através de um coeficiente global atribuído ao coeficiente de atrito, está distribuída pelas restantes grandezas aleatórias nas análises de fiabilidade, pelo que não se pode fazer uma comparação directa. Para os ELU apenas as barragens de Monte Novo e de Pedrógão apresentam índices de fiabilidade inferiores ao valor objectivo. Isto deve-se ao facto de estarem localizadas numa zona territorial de elevada perigosidade sísmica, sendo que a função estado limite é verificada para acelerações sísmicas elevadas, correspondentes a períodos de retorno de 5400 anos e de 6100 anos, respectivamente, pelo que é necessário mobilizar resistências também elevadas. Daí decorre que os índices de fiabilidade sejam baixos.

Relativamente aos ELUt, a barragem de Ranhados é a única que tem um índice de fiabilidade (3.03) bastante inferior ao valor objectivo (3.72). Trata-se do perfil não gálgavel estudado mais alto, em que percentualmente a altura de água, para o NPA, é mais elevada. Por outro lado, a entrega considerada no maciço de fundação é pequena (2.15 m), correspondendo a apenas 5% da altura.

Os métodos semi-probabilísticos, como é o caso do método FORM, devem ser utilizados no dimensionamento de estruturas novas, isto é, na pesquisa das formas e propriedades estruturais até se atingirem os requisitos previamente estabelecidos. A sua aplicabilidade a estruturas existentes pode ser questionada, pois condicionamentos locais podem ter obrigado à adopção de geometrias e propriedades que não obedecem a critérios objectivos de dimensionamento.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Este estudo deverá ser continuado considerando a análise e a interpretação de resultados de um maior número de casos, para se ganhar mais sensibilidade e confiança na utilização deste tipo de metodologias em segurança de barragens gravidade de betão.

Dos resultados obtidos ressalta a necessidade de melhor caracterização das grandezas com maior influência no comportamento. No caso das subpressões, deverá ser considerado um maior número de obras na sua avaliação estatística. No que diz respeito à caracterização estatística das propriedades resistentes das descontinuidades, apesar de já se dispor de alguns elementos bibliográficos, na generalidade das obras a informação disponível é escassa ou mesmo inexistente, pelo que interessaria investir neste domínio da mecânica das rochas.

Ainda no que diz respeito ao comportamento das superfícies de descontinuidade, importa aprofundar os estudos relativamente ao nível de desempenho admitido para as estruturas em condições de serviço. No presente trabalho limitaram-se as tensões tangenciais a cerca de $1/3$ dos valores na rotura, mas este parâmetro poderá variar em função de diversos factores, pelo que terá que ser quantificado caso a caso.

Para melhor representar o comportamento estático e dinâmico do conjunto barragem-fundação-albufeira, os métodos de análise estrutural poderão ser mais complexos, reduzindo assim as incertezas do modelo estrutural. Nesse sentido, deverá recorrer-se a modelação tridimensional, em vez dos modelos planos de corpo rígido considerados no presente trabalho, podendo para tal ser utilizado o método dos elementos finitos.

Pode ainda considerar-se a utilização do método de análise de fiabilidade SORM, que embora seja mais complexo, permite uma maior precisão quando se introduz complexidade na análise através de métodos mais realistas de descrição do comportamento.

Finalmente, deverão ser analisados os efeitos sobre os resultados de diferentes valores dos parâmetros definidores das incertezas dos modelos.

Bibliografia

- S.C. Bandis. *Experimental studies of scale effects on shear strenght and deformation of rock joints*. PhD thesis, University of Leeds, Leeds, England, 1980.
- A.L. Batista. *Análise do comportamento ao longo do tempo de barragens abóbada*. Tese de Doutoramento, IST, Lisboa, Março 1998.
- A.L. Batista and M.L.B. Farinha. *Dimensionamento estrutural e controlo da segurança de pequenas barragens de betão*. Curso “Projecto, construção e exploração de pequenas barragens”, FUNDEC, Lisboa, 2011.
- CFBR. *Comité Français des Barrages et Réservoirs. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids*. Versão de trabalho (Recommandations provisoires), 2006.
- C.A. Cornell. Engineering seismec risk analysis. *Bulletin of seismological society of America, Massachusetts*, 58(5):1583–1606, 1968.
- O. Ditlevsen. Generalized second moment reliability index. *Journal of structural mechanics*, 7(4):435–451, 1979.
- B. Efron and R. Tibshirani. *An Introduction to the Bootstrap*. Chapman and Hall, 1993.
- M.H. Faber. *Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering - Lecture Notes*. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 2005.
- B. Fonseca. *Análise sísmica de barragens de gravidade em betão*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa, Dezembro 2009.
- A. Haldar and S. Mahadevan. *Reliability assessment using: Stochastic finite element analysis*. Wiley, 2000.
- A.A.R. Henriques. *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto, Fevereiro 1998.
- ICOLD. *Selecting seismic parameters for large dams - Guidelines*. Bulletin nº72, Paris, 1989.
- INAG. *Curso de exploração e segurança de barragens*. INAG, 2001.

- JCSS. *Joint Committee on Structural Safety. Part1: Basis of design*. Probabilistic Model Code, 2000.
- J.D. Muralha. *Abordagem probabilística do comportamento mecânico de descontinuidades de maciços rochosos*. Tese de Doutoramento, IST, Lisboa, Outubro 1995.
- L. Neves and P. Cruz. *Introdução à Análise Probabilística Simplificada da Segurança Estrutural*. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, 2001.
- NP-EN1990-1. *Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas*. CEN, 2009.
- NP-EN1991-1-1. *Eurocódigo 1 Parte 1-1: Acções em estruturas, acções gerais*. CEN, 2009.
- NP-EN1998-1. *Projecto de estruturas para resistência aos sismos*. Norma Portuguesa, 2010.
- NPB. *Normas de Projecto de Barragens*. Anexo à Portaria nº 847/93, Lisboa, 1993.
- J.O. Pedro. *Barragens abóbada. Coeficientes de funcionalidade e segurança e probabilidades de incidente e acidente, para cenários de degradação do betão*. Informação Técnica Barragens, ITB 35. LNEC, Lisboa, 2007.
- J.O. Pedro. *Coeficientes de segurança e probabilidades de deslizamento pela superfície da fundação de barragens gravidade*. Publicação do autor (Versão provisória), 2011.
- R. Rackwitz. *Practical probabilistic approach to desing*. Bulletin d'Information, Comité Européen du Béton nº112, Paris, 1976.
- R. Rackwitz and B. Fiessler. Structural reliability under combined random load sequences. *Computers and structures*, (9):489–494, 1978.
- M. Rocha. *Mecânica das rochas*. LNEC, Lisboa, 1981.
- F. Rosenblatt. Remarks on a multivariate transformation. *The annals of mathematical statistics*, 23(3):470–472, 1952.
- RSA. *Regulamento de segurança e acções em estruturas de edifícios e pontes*. Decreto-Lei nº235/83, 1983.
- RSB. *Regulamento de Segurança de Barragens*. Decreto-Lei nº 344/2007, Lisboa, 2007.
- J.M.G.C. Viegas. *Métodos de Análise das Incertezas na Verificação da Segurança Estrutural em Engenharia Civil*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.
- H.M. Westergaard. *Water Pressures on Dams during Earthquakes*. Transactions of ASCE, 1933.

Apêndice A

Pressões observadas nos piezómetros

Para as barragens consideradas, apresentam-se graficamente, em conjunto como nível de água na albufeira, as alturas de água equivalentes às pressões observadas nos manómetros dos piezómetros instalados no fundo do vale.

Em seguida é apresentado o histograma respectivo, tratado com o método Bootstrap, que em conjunto forneceram os dados necessários para a realização do tratamento estatístico, da secção 3.2.3.

A.1 Barragem de Bouçoais-Sonim

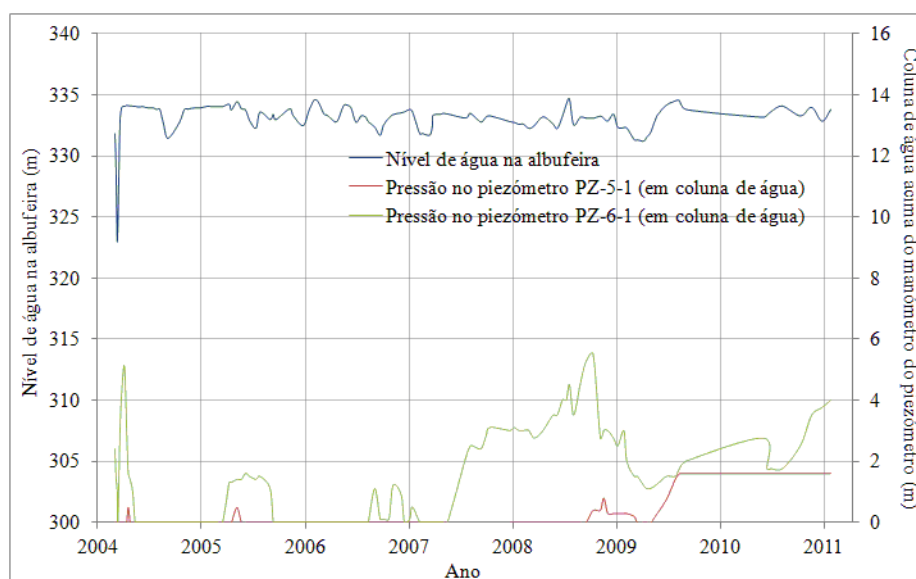


Figura A.1: Barragem de Bouçoais-Sonim. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale.

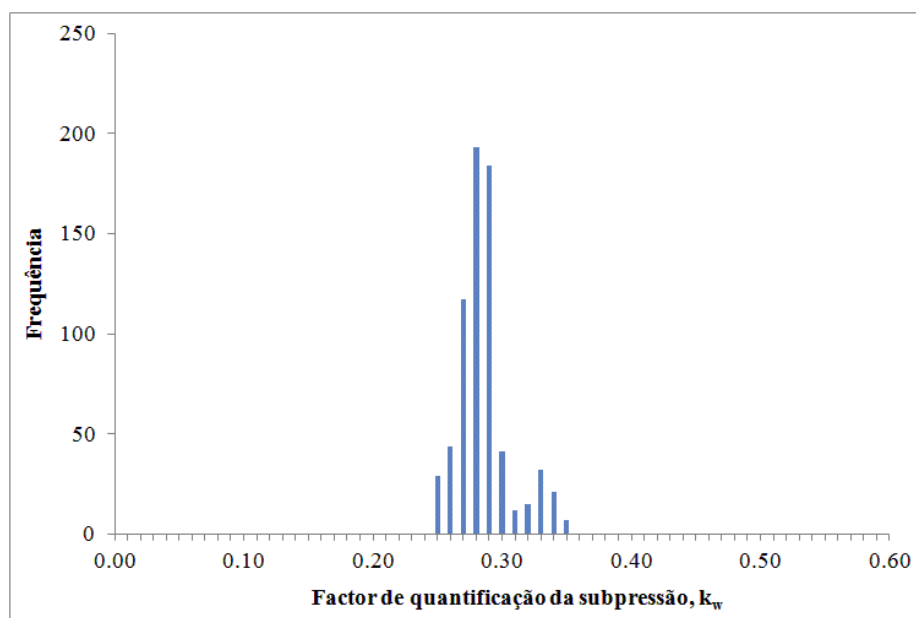


Figura A.2: Barragem de Bouçoais-Sonim. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

A.2 Barragem de Corgas

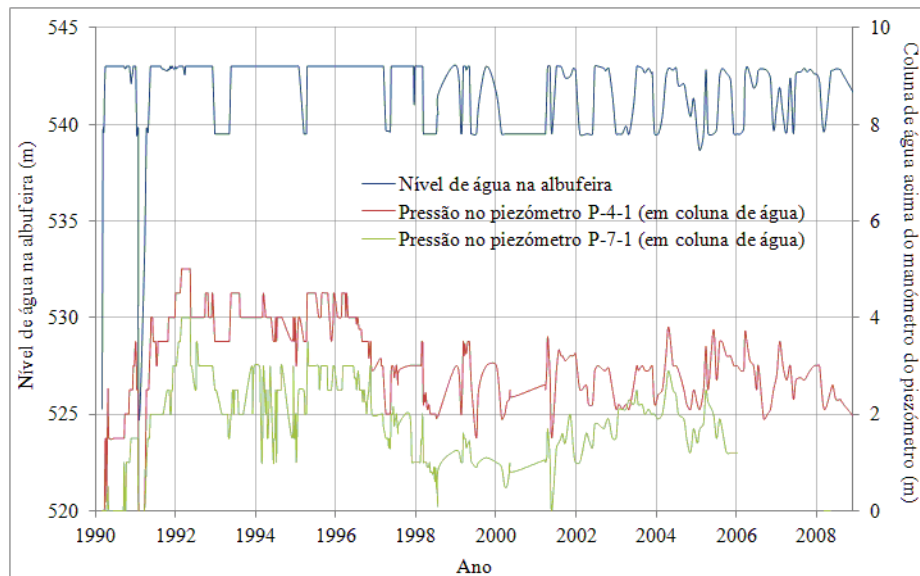


Figura A.3: Barragem de Corgas. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezômetros no fundo do vale.

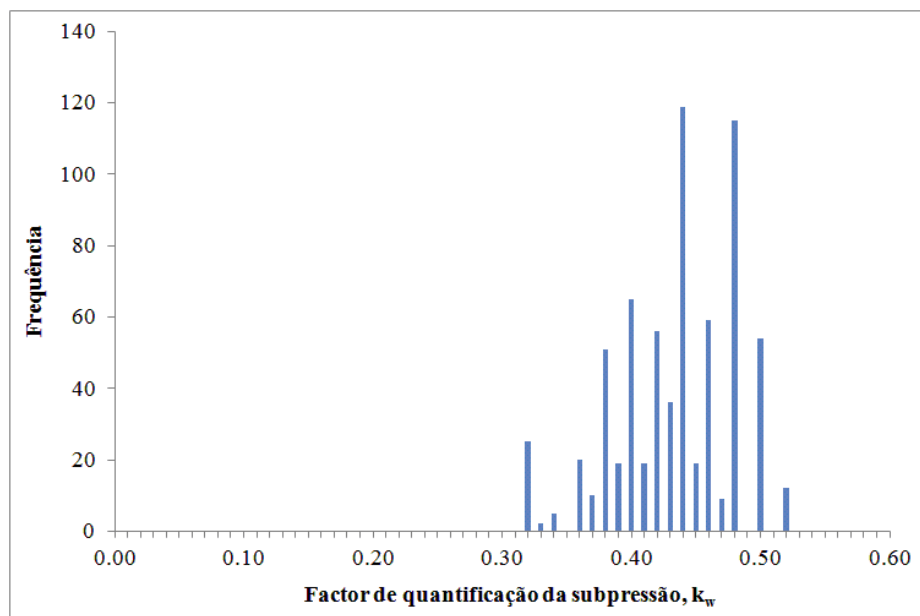


Figura A.4: Barragem de Corgas. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

A.3 Barragem de Olgas

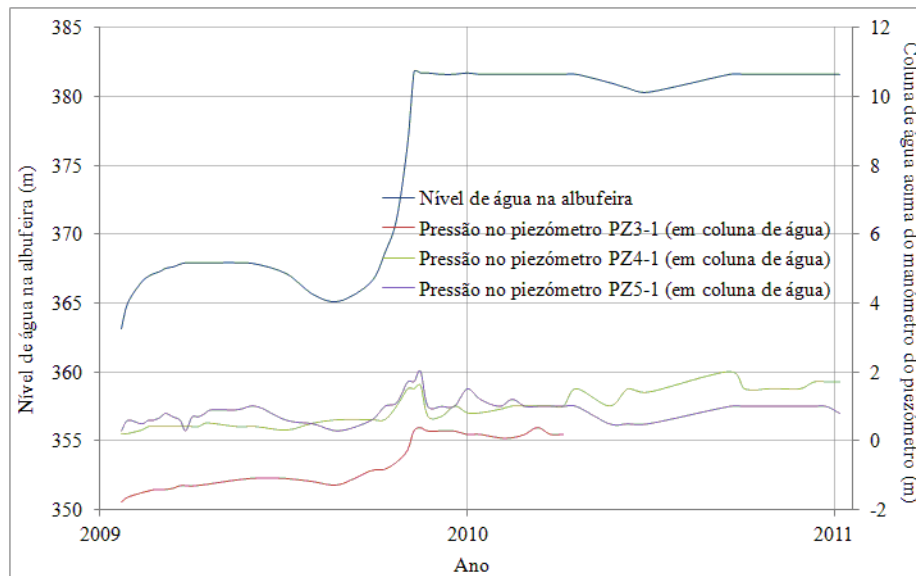


Figura A.5: Barragem de Olgas. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezômetros no fundo do vale.

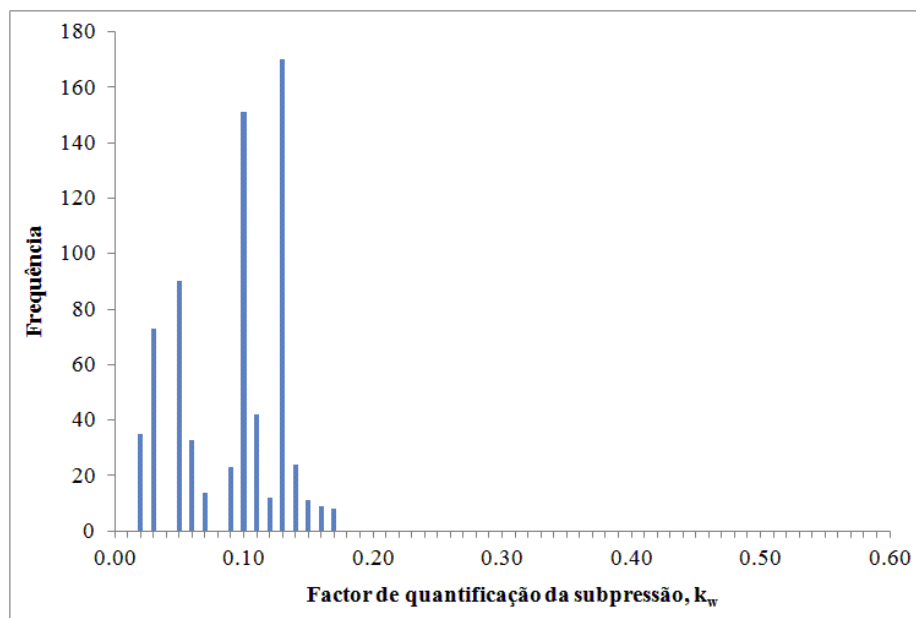


Figura A.6: Barragem de Olgas. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

A.4 Barragem de Pedrógão

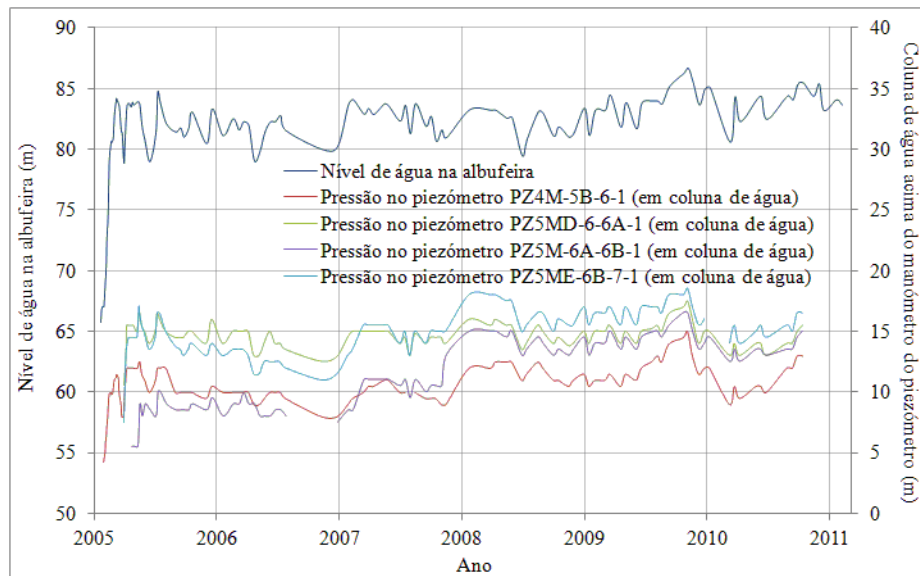


Figura A.7: Barragem de Pedrógão. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezómetros no fundo do vale.

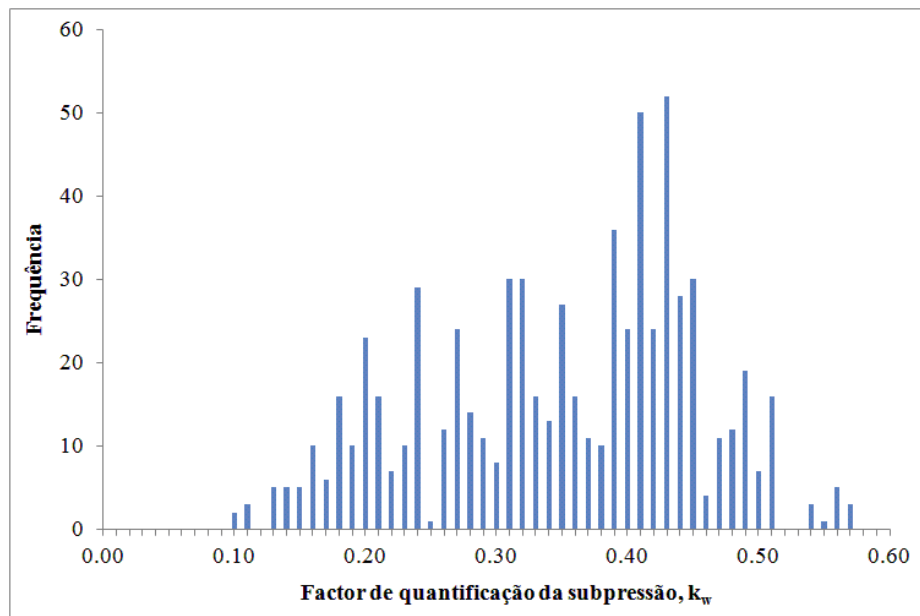


Figura A.8: Barragem de Pedrógão. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

A.5 Barragem de Penha Garcia

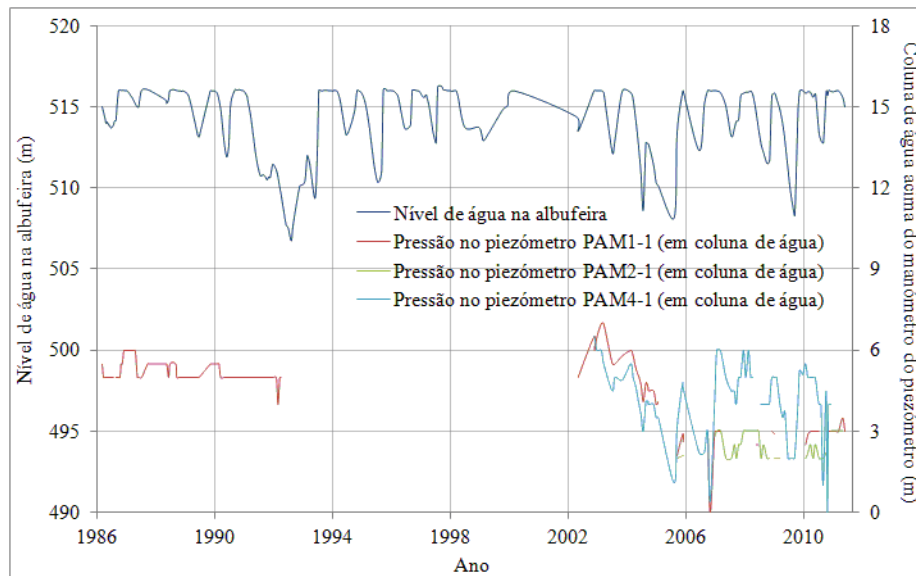


Figura A.9: Barragem de Penha Garcia. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezômetros no fundo do vale.

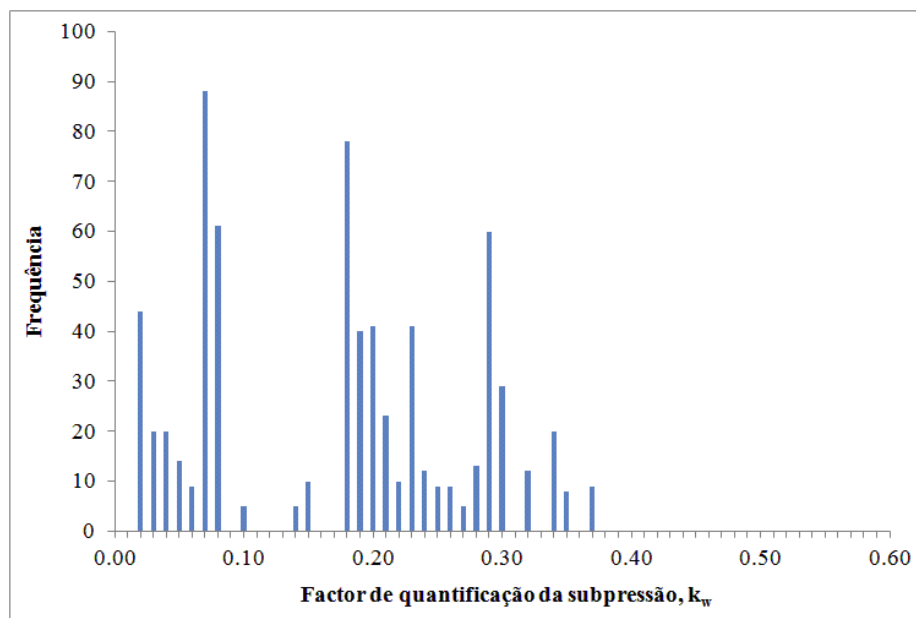


Figura A.10: Barragem de Penha Garcia. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

A.6 Barragem de Pretarouca

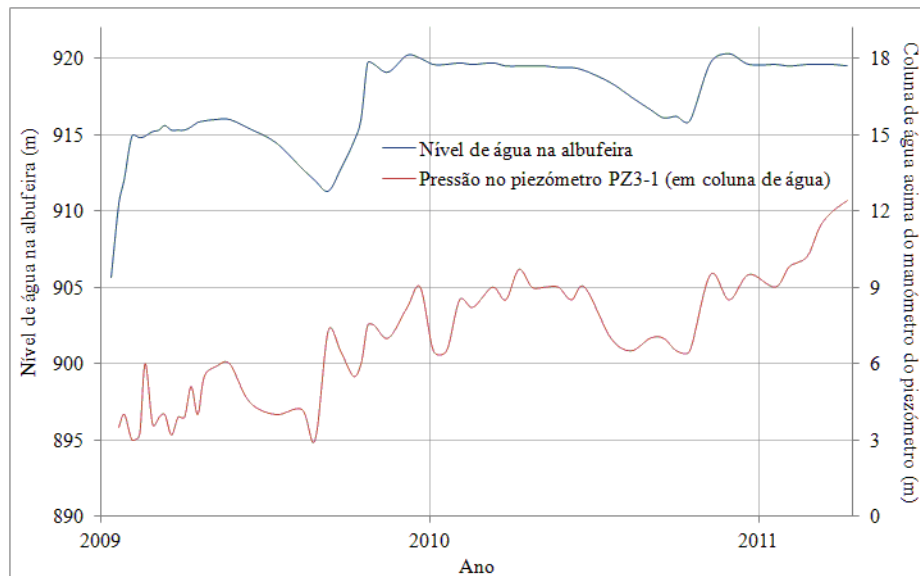


Figura A.11: Barragem de Pretarouca. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezômetros no fundo do vale.

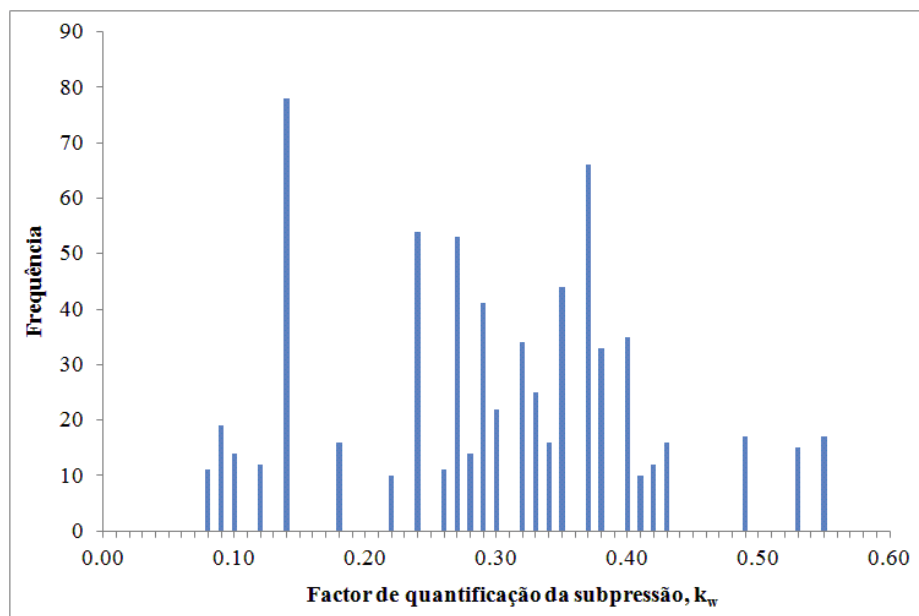


Figura A.12: Barragem de Pretarouca. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

A.7 Barragem de Raiva

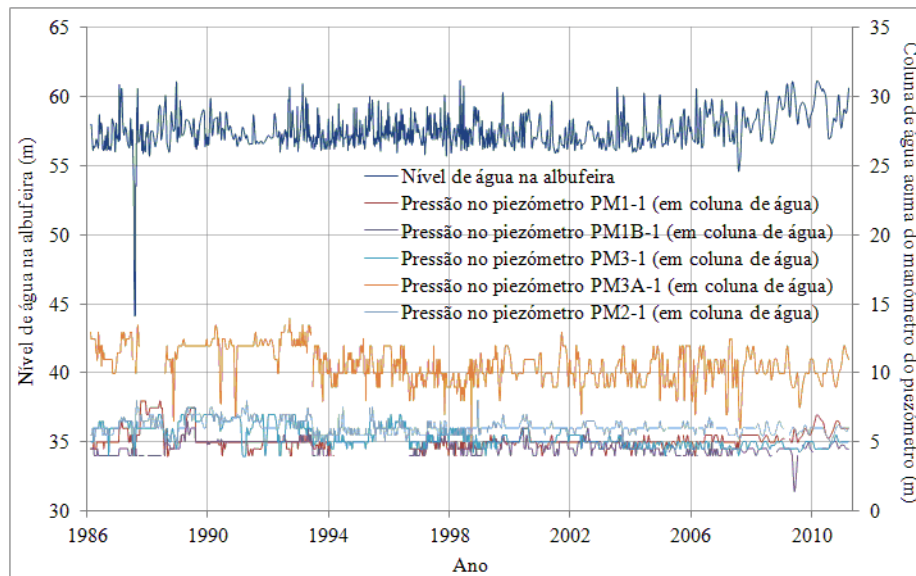


Figura A.13: Barragem de Raiva. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezômetros no fundo do vale.

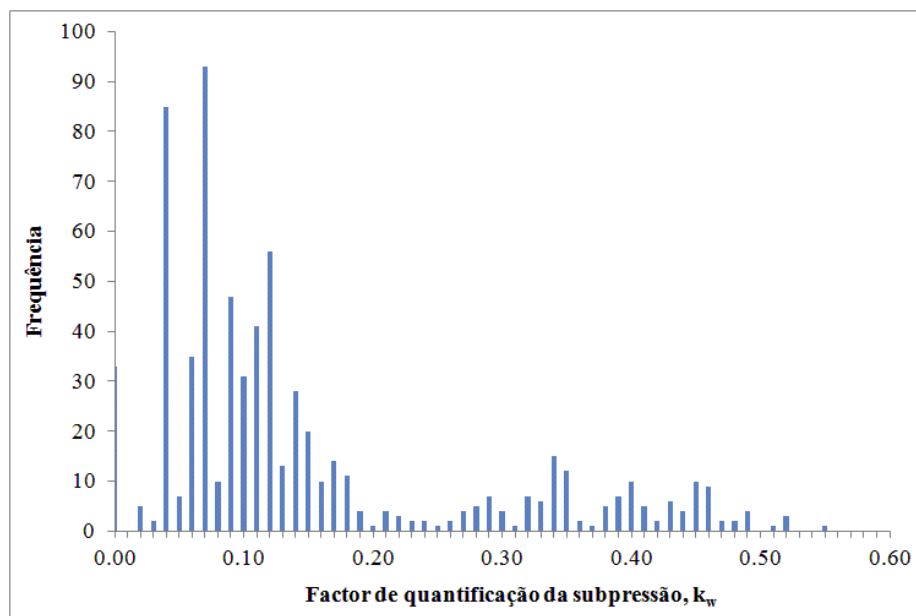


Figura A.14: Barragem de Raiva. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

A.8 Barragem de Ranhados

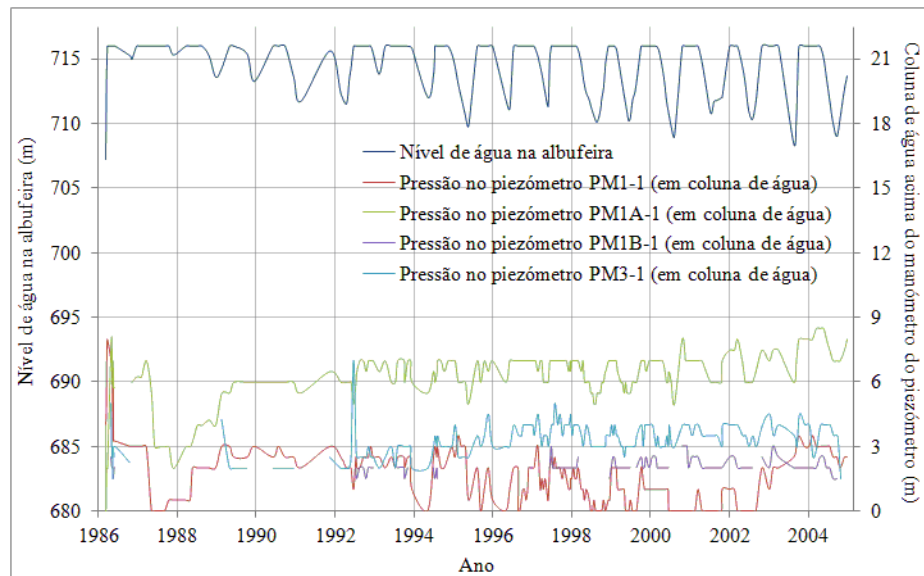


Figura A.15: Barragem de Ranhados. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezômetros no fundo do vale.

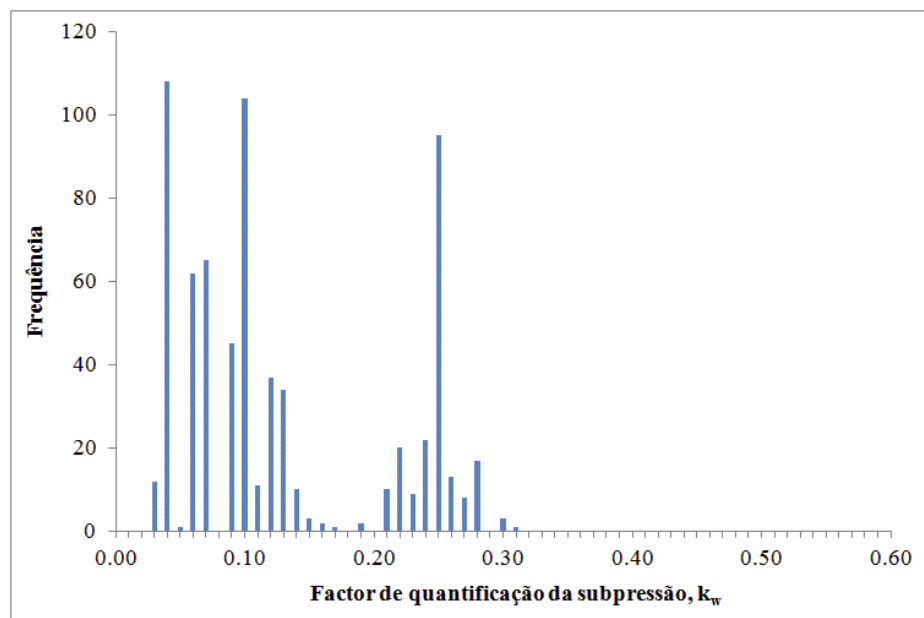


Figura A.16: Barragem de Ranhados. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

A.9 Barragem de Rebordelo

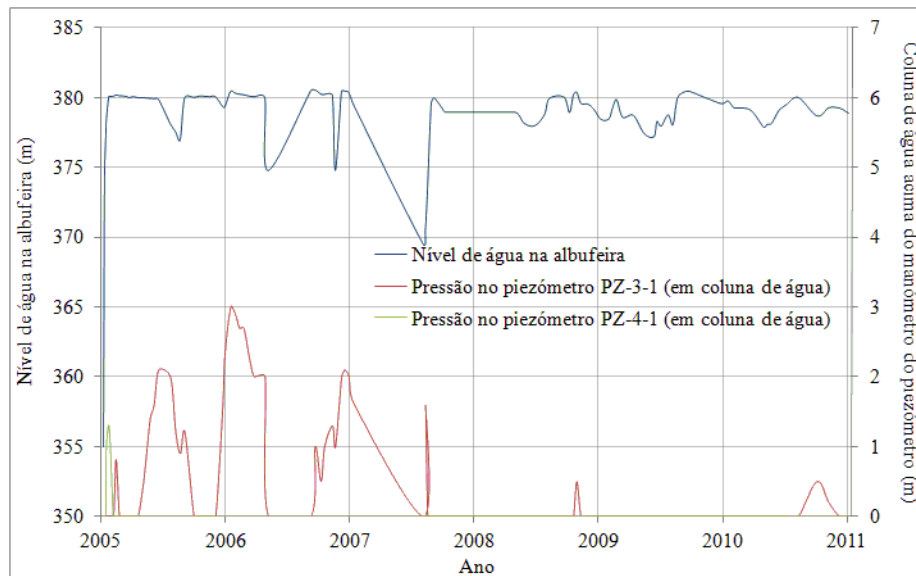


Figura A.17: Barragem de Rebordelo. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezômetros no fundo do vale.

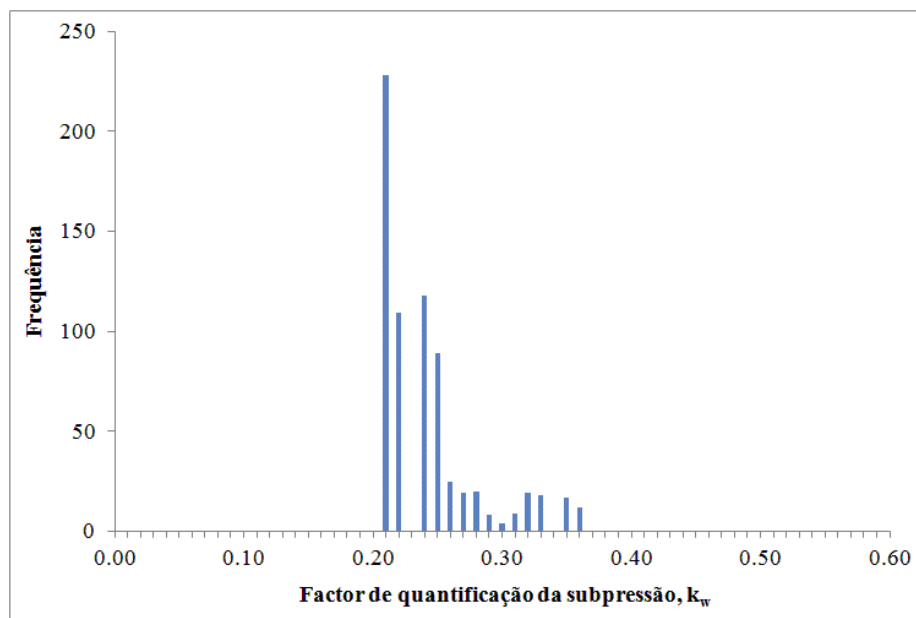


Figura A.18: Barragem de Rebordelo. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

A.10 Barragem de Sordo

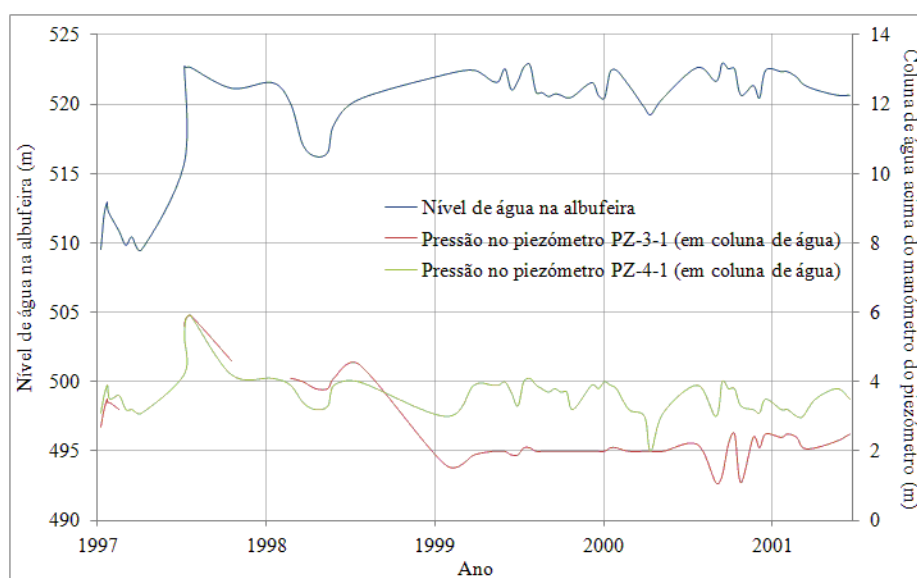


Figura A.19: Barragem de Sordo. Alturas de água correspondentes às pressões observadas nos piezômetros no fundo do vale.

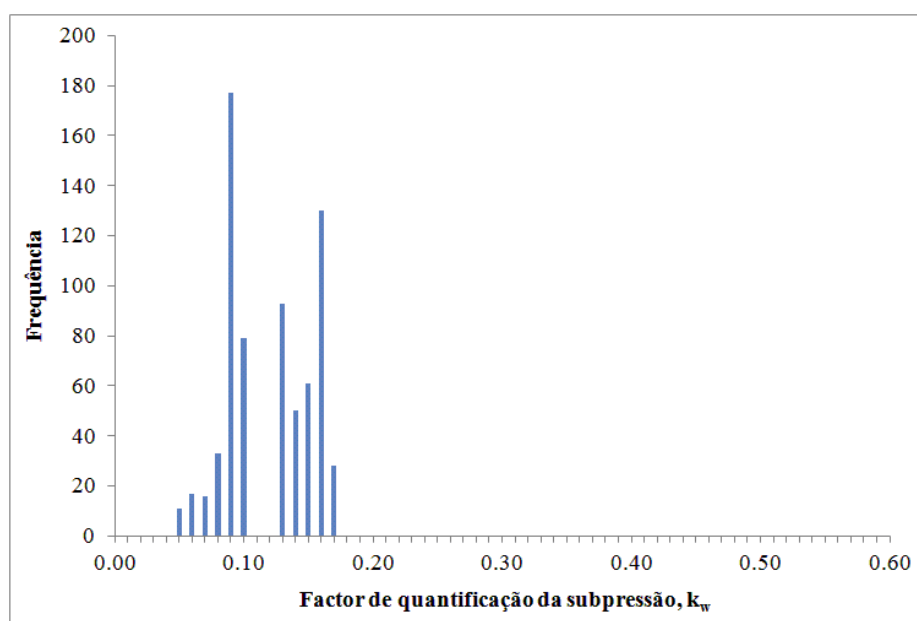


Figura A.20: Barragem de Sordo. Histograma dos valores de k_w calculados e gerados a partir das pressões observadas.

Apêndice B

Processo automático da análise de fiabilidade

Apresentam-se, para as doze barragens consideradas, os resultados do processo iterativo automático da análise de fiabilidade até à sua convergência, para o estado limite: *a*) último, para a combinação sísmica accidental (AS1 - Acção sísmica tipo I; AS2 - Acção sísmica tipo II); *b*) último, para a combinação hidrostática extrema; e *c*) de utilização, para a combinação sísmica rara.

Incluem-se os seguintes valores:

- r : número da interação;
- $G(X_i)$: valor da equação de estado limite;
- c : ponto reduzido e de dimensionamento da coesão da superfície de deslizamento;
- ϕ_1 : ponto reduzido e de dimensionamento do coeficiente de atrito da superfície de deslizamento;
- ϕ_2 : ponto reduzido e de dimensionamento do coeficiente de atrito do maciço de fundação de jusante;
- γ_B : ponto reduzido e de dimensionamento do peso específico do betão;
- γ_W : ponto reduzido e de dimensionamento do peso específico da água;
- k : ponto reduzido e de dimensionamento do factor de quantificação da subpressão;
- a_g : ponto reduzido e de dimensionamento da aceleração sísmica;
- θ_R : ponto reduzido e de dimensionamento da incerteza do modelo das resistências;
- θ_S : ponto reduzido e de dimensionamento da incerteza do modelo das solicitações;
- β : índice de fiabilidade;
- ε : erro.

Tabela B.2: Barragem de Bouçoais-Sonim. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Último: NMC)										Ponto Dimensionamento									
r	G(X _d)	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	ε _g	ε _s		1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.00	β	ε	
1	5192.40	-3.55	-0.23	0.14	-1.41	1.65	-2.20	0.79		0.71	1.20	9.82	22.65	0.48	1.00	1.04	4.77	-	
2	499.77	-3.61	-0.54	0.22	-1.66	2.05	-2.43	1.37		0.74	1.17	9.82	22.41	0.56	0.98	1.07	5.30	0.52	
3	-14.82	-3.55	-0.51	0.23	-1.73	2.08	-2.39	1.44		0.74	1.17	9.82	22.34	0.57	0.98	1.07	5.29	0.01	
4	-0.34	-3.60	-0.52	0.23	-1.77	1.90	-2.42	1.45		0.74	1.17	9.82	22.30	0.54	0.98	1.07	5.29	0.00	
5	-0.63	-3.55	-0.51	0.23	-1.72	2.10	-2.38	1.43		0.75	1.17	9.82	22.35	0.57	0.98	1.07	5.29	0.00	
6	-0.74	-3.60	-0.52	0.23	-1.77	1.89	-2.42	1.45		0.74	1.17	9.82	22.30	0.54	0.98	1.07	5.29	0.00	
0.00										0.74	1.17	9.82	22.32	0.55	0.98	1.07	5.29		
										φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	ε _g	ε _s			

Tabela B.3: Barragem de Bouçoais-Sonim. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

ELS (Estado Limite Serviço: NPA+SBP)																						
AS1																						
Ponto Reduzido											Ponto Dimensionamento											
r	$G(\lambda_i)$	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ε_R	ε_S	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ε_R	ε_S	β	z	
1	768.82	-2.04	-1.91	0.00	0.13	-0.70	0.68	1.54	-1.85	0.99	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.25	1.20	1.00	1.05	3.95	-
2	-9.15	-1.83	-1.79	0.00	0.13	-0.67	0.64	1.96	-1.73	1.04	188.62	0.97	1.27	9.82	23.36	0.29	0.44	1.04	1.05	3.91	0.04	
3	1.04	-1.52	-1.42	0.00	0.10	-0.51	0.50	2.56	-1.39	0.83	206.22	1.02	1.27	9.81	23.51	0.27	0.86	1.07	1.04	3.75	0.17	
4	16.56	-1.77	-1.60	0.00	0.11	-0.52	0.54	1.68	-1.57	0.94	191.91	1.00	1.27	9.82	23.50	0.28	0.63	1.05	1.05	3.53	0.22	
5	5.30	-1.86	-1.77	0.00	0.12	-0.61	0.61	1.54	-1.71	1.03	187.20	0.97	1.27	9.82	23.42	0.29	0.46	1.04	1.05	3.71	0.18	
6	2.72	-1.47	-1.39	0.00	0.10	-0.50	0.49	2.60	-1.36	0.81	208.73	1.03	1.27	9.81	23.52	0.27	0.90	1.07	1.04	3.73	0.02	
7	18.66	-1.76	-1.57	0.00	0.10	-0.51	0.53	1.70	-1.55	0.93	192.71	1.00	1.27	9.82	23.51	0.27	0.65	1.05	1.05	3.50	0.23	
8	5.87	-1.85	-1.75	0.00	0.12	-0.60	0.60	1.56	-1.70	1.02	188.20	0.97	1.27	9.82	23.43	0.29	0.48	1.04	1.05	3.69	0.19	
0.00												195.83	1.00	1.27	9.82	23.48	0.28	0.67	1.05	1.05	3.65	

AS2																						
Ponto Reduzido											Ponto Dimensionamento											
r	$G(\lambda_i)$	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ε_R	ε_S	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ε_R	ε_S	β	z	
1	779.42	-1.97	-1.85	0.00	0.12	-0.68	0.66	0.26	-1.79	0.95	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.24	1.20	1.00	1.05	3.52	-
2	-14.40	-1.75	-1.69	0.00	0.12	-0.62	0.60	0.65	-1.63	0.98	180.65	0.96	1.24	9.82	23.35	0.30	0.38	1.03	1.05	3.27	0.25	
3	1.96	-1.59	-1.47	0.00	0.10	-0.51	0.51	1.14	-1.44	0.86	193.30	0.98	1.27	9.82	23.41	0.28	0.56	1.04	1.05	3.27	0.25	
4	5.45	-1.31	-1.20	0.00	0.08	-0.40	0.41	1.64	-1.17	0.70	202.75	1.02	1.27	9.82	23.51	0.27	0.80	1.06	1.04	3.06	0.21	
5	10.88	-0.99	-0.87	0.00	0.06	-0.26	0.29	1.99	-0.85	0.51	219.54	1.06	1.27	9.81	23.62	0.25	1.17	1.08	1.03	2.84	0.22	
6	16.43	-1.20	-1.01	0.00	0.06	-0.28	0.32	1.50	-1.00	0.60	241.27	1.11	1.27	9.81	23.75	0.23	1.63	1.11	1.02	2.61	0.22	
7	3.90	-1.25	-1.10	0.00	0.07	-0.32	0.35	1.49	-1.08	0.65	227.35	1.09	1.27	9.81	23.73	0.24	1.41	1.10	1.03	2.50	0.12	
8	0.95	-0.89	-0.78	0.00	0.05	-0.23	0.25	2.06	-0.77	0.46	223.98	1.07	1.27	9.81	23.69	0.24	1.30	1.09	1.03	2.61	0.12	
9	16.71	-1.16	-0.96	0.00	0.06	-0.26	0.30	1.49	-0.96	0.57	248.13	1.13	1.27	9.81	23.78	0.23	1.77	1.12	1.02	2.56	0.06	
10	6.63	-1.23	-1.08	0.00	0.07	-0.31	0.34	1.50	-1.06	0.64	229.81	1.10	1.27	9.81	23.75	0.24	1.47	1.10	1.03	2.43	0.13	
11	1.55	-0.87	-0.76	0.00	0.05	-0.22	0.25	2.07	-0.75	0.45	225.45	1.08	1.27	9.81	23.71	0.24	1.33	1.09	1.03	2.58	0.15	
12	16.36	-1.15	-0.95	0.00	0.06	-0.25	0.30	1.49	-0.95	0.57	249.54	1.13	1.27	9.81	23.79	0.23	1.80	1.12	1.02	2.55	0.03	
13	7.31	-1.23	-1.07	0.00	0.07	-0.30	0.34	1.50	-1.05	0.63	230.32	1.10	1.27	9.81	23.76	0.23	1.48	1.11	1.03	2.41	0.13	
0.00												225.73	1.08	1.27	9.81	23.71	0.24	1.34	1.10	1.03	2.57	0.16
0.00												234.83	1.10	1.27	9.81	23.75	0.23	1.54	1.11	1.03	2.52	
												c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ε_R	ε_S		

B.2 Barragem de Corgas

Tabela B.4: Barragem de Corgas. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

ELU (Estado Limite Último: NPA+SM/P)																			
ASI		Ponto Dimensionamento																	
		Ponto Reduzido																	
r	G(X _i)	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	ε _R	ε _S	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.09	1.20	1.00	β	ε
1	2823.13	-4.13	-0.13	0.11	-1.45	1.86	0.18	-2.37	0.65	0.62	1.22	9.82	22.61	0.52	0.15	0.98	1.03	5.36	-
2	374.77	-4.49	-0.38	0.21	-1.82	2.48	0.76	-2.68	1.42	0.65	1.20	9.82	22.26	0.65	0.24	0.96	1.07	6.29	0.93
3	-8.19	-4.24	-0.36	0.23	-1.84	2.09	1.65	-2.53	1.53	0.67	1.20	9.82	22.23	0.58	0.48	0.97	1.08	6.12	0.17
4	3.04	-3.27	-0.27	0.17	-1.34	1.67	3.16	-1.95	1.17	0.77	1.22	9.82	22.71	0.50	1.50	1.02	1.06	5.52	0.59
5	38.74	-2.93	-0.21	0.13	-1.03	1.67	2.90	-1.73	1.03	0.82	1.23	9.82	23.01	0.49	2.04	1.04	1.05	4.99	0.53
6	4.54	-2.52	-0.17	0.11	-0.83	1.43	2.97	-1.48	0.89	0.87	1.23	9.82	23.20	0.44	2.62	1.06	1.04	4.57	0.42
7	9.04	-2.19	-0.14	0.09	-0.68	1.23	2.92	-1.29	0.77	0.91	1.24	9.81	23.35	0.40	3.13	1.07	1.04	4.19	0.38
8	6.15	-1.90	-0.11	0.07	-0.55	1.04	2.91	-1.11	0.67	0.95	1.24	9.81	23.47	0.37	3.61	1.09	1.03	3.89	0.30
9	5.02	-1.79	-0.10	0.06	-0.50	0.96	2.76	-1.04	0.63	0.97	1.25	9.81	23.52	0.35	3.81	1.10	1.03	3.67	0.22
10	0.81	-1.72	-0.10	0.06	-0.47	0.91	2.72	-1.00	0.60	0.98	1.25	9.81	23.55	0.34	3.93	1.10	1.03	3.58	0.09
11	0.28	-1.69	-0.09	0.06	-0.45	0.88	2.69	-0.98	0.59	0.98	1.25	9.81	23.56	0.34	3.99	1.10	1.03	3.52	0.05
12	0.08	-1.67	-0.09	0.06	-0.45	0.87	2.68	-0.97	0.58	0.99	1.25	9.81	23.57	0.33	4.03	1.10	1.03	3.50	0.03
13	0.02	-1.66	-0.09	0.06	-0.44	0.86	2.67	-0.97	0.58	0.99	1.25	9.81	23.58	0.33	4.04	1.10	1.03	3.48	0.01
14	0.01	-1.66	-0.09	0.06	-0.44	0.85	2.67	-0.96	0.58	0.99	1.25	9.81	23.58	0.33	4.05	1.10	1.03	3.47	0.01
15	0.00	-1.65	-0.09	0.06	-0.44	0.85	2.67	-0.96	0.58	0.99	1.25	9.81	23.58	0.33	4.06	1.10	1.03	3.47	0.00

AS2																			
AS2		Ponto Dimensionamento																	
		Ponto Reduzido																	
r	G(X _i)	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	ε _R	ε _S	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.35	1.20	1.00	β	ε
1	2618.23	-3.91	-0.12	0.11	-1.35	1.78	0.43	-2.24	0.66	0.65	1.22	9.82	22.71	0.50	0.52	0.99	1.03	5.09	-
2	261.23	-3.92	-0.32	0.18	-1.51	2.17	1.49	-2.33	1.28	0.70	1.21	9.82	22.55	0.59	0.86	0.99	1.06	5.63	0.54
3	-18.04	-3.01	-0.23	0.15	-1.17	1.52	2.80	-1.79	1.08	0.80	1.22	9.82	22.87	0.48	1.85	1.03	1.05	5.00	0.63
4	37.54	-2.72	-0.18	0.11	-0.91	1.54	2.68	-1.60	0.95	0.84	1.23	9.82	23.12	0.46	2.34	1.05	1.05	4.61	0.39
5	3.64	-2.43	-0.16	0.10	-0.77	1.37	2.73	-1.42	0.86	0.88	1.24	9.81	23.26	0.43	2.77	1.06	1.04	4.31	0.30
6	4.66	-2.23	-0.14	0.09	-0.67	1.24	2.71	-1.30	0.78	0.91	1.24	9.81	23.35	0.40	3.10	1.07	1.04	4.08	0.23
7	2.43	-2.10	-0.13	0.08	-0.61	1.15	2.69	-1.22	0.74	0.93	1.24	9.81	23.41	0.39	3.31	1.08	1.04	3.92	0.16
8	1.06	-2.02	-0.12	0.07	-0.58	1.09	2.66	-1.18	0.71	0.94	1.24	9.81	23.45	0.38	3.45	1.08	1.03	3.82	0.10
9	0.40	-1.97	-0.11	0.07	-0.55	1.06	2.65	-1.15	0.69	0.94	1.24	9.81	23.47	0.37	3.53	1.09	1.03	3.76	0.06
10	0.14	-1.94	-0.11	0.07	-0.54	1.04	2.64	-1.13	0.68	0.95	1.24	9.81	23.48	0.37	3.57	1.09	1.03	3.72	0.03
11	0.05	-1.93	-0.11	0.07	-0.54	1.03	2.63	-1.12	0.68	0.95	1.25	9.81	23.49	0.36	3.60	1.09	1.03	3.70	0.02
12	0.01	-1.92	-0.11	0.07	-0.53	1.02	2.63	-1.12	0.67	0.95	1.25	9.81	23.49	0.36	3.61	1.09	1.03	3.69	0.01
13	0.00	-1.92	-0.11	0.07	-0.53	1.02	2.63	-1.12	0.67	0.95	1.25	9.81	23.49	0.36	3.62	1.09	1.03	3.69	0.01
14	0.00	-1.91	-0.11	0.07	-0.53	1.02	2.62	-1.12	0.67	0.95	1.25	9.81	23.49	0.36	3.62	1.09	1.03	3.68	0.00

Tabela B.5: Barragem de Corgas. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Último: NMC)										Ponto Dimensionamento									
r	$G(\lambda_i)$	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	e_g	e_s		ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	e_g	e_s	β	α	
1	2190.13	-3.55	-0.11	0.11	-1.28	1.86	-2.04	0.70		1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.00	1.00	4.73	-
2	198.54	-3.65	-0.28	0.19	-1.55	2.35	-2.16	1.22		0.71	1.22	9.82	22.77	0.52	1.01	1.03	1.06	5.24	0.51
3	-7.05	-3.67	-0.29	0.21	-1.67	2.12	-2.18	1.31		0.73	1.21	9.82	22.51	0.62	1.00	1.07	1.07	5.23	0.01
4	-0.12	-3.67	-0.29	0.20	-1.65	2.17	-2.18	1.31		0.73	1.21	9.82	22.41	0.58	1.00	1.07	1.07	5.24	0.01
5	0.00	-3.67	-0.29	0.20	-1.65	2.16	-2.18	1.31		0.73	1.21	9.82	22.41	0.58	1.00	1.07	5.24	0.00	

Tabela B.6: Barragem de Corgas. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

ELS (Estado Limite Serviço: NPA+SBP)																					
AS1		Ponto Reduzido										Ponto Dimensionamento									
r	G(X)	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_g	e_g	e_s	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.05	1.20	1.00	β	e
1	678.90	-2.88	-1.89	0.00	0.11	-0.66	0.85	0.09	-1.89	0.88	127.01	0.95	1.24	9.82	23.37	0.33	0.09	1.02	1.04	4.17	-
2	-10.98	-2.34	-2.22	0.00	0.14	-0.79	1.04	0.31	-1.93	1.17	138.46	0.91	1.27	9.82	23.24	0.37	0.16	1.02	1.06	4.17	0.01
3	0.96	-2.67	-1.89	0.00	0.13	-0.68	0.92	0.64	-1.83	1.10	147.68	0.95	1.27	9.82	23.35	0.34	0.24	1.03	1.06	4.12	0.05
4	1.12	-2.39	-1.93	0.00	0.13	-0.67	0.92	1.12	-1.78	1.07	160.17	0.95	1.27	9.82	23.36	0.34	0.37	1.03	1.05	4.03	0.08
5	0.50	-2.21	-1.63	0.00	0.11	-0.55	0.78	1.80	-1.56	0.93	169.16	0.99	1.27	9.82	23.47	0.32	0.69	1.05	1.05	3.87	0.17
6	3.80	-1.46	-1.08	0.00	0.07	-0.33	0.50	2.54	-1.03	0.62	206.35	1.07	1.27	9.81	23.68	0.27	1.57	1.10	1.03	3.40	0.47
7	24.33	-1.73	-1.14	0.00	0.07	-0.29	0.49	1.87	-1.14	0.68	194.70	1.07	1.27	9.81	23.73	0.27	1.42	1.09	1.03	3.14	0.26
8	1.04	-1.76	-1.23	0.00	0.07	-0.32	0.52	1.88	-1.20	0.72	193.37	1.05	1.27	9.81	23.70	0.27	1.33	1.08	1.04	3.23	0.09
9	0.28	-1.81	-1.26	0.00	0.07	-0.33	0.54	1.87	-1.23	0.74	190.04	1.05	1.27	9.81	23.68	0.28	1.26	1.08	1.04	3.29	0.06
10	0.12	-1.84	-1.29	0.00	0.08	-0.35	0.56	1.86	-1.26	0.76	188.43	1.04	1.27	9.81	23.67	0.28	1.21	1.08	1.04	3.34	0.04
11	0.08	-1.87	-1.32	0.00	0.08	-0.36	0.58	1.85	-1.28	0.77	186.83	1.04	1.27	9.81	23.66	0.28	1.17	1.07	1.04	3.37	0.03
12	0.04	-1.89	-1.34	0.00	0.08	-0.37	0.59	1.84	-1.30	0.78	185.70	1.04	1.27	9.81	23.65	0.28	1.14	1.07	1.04	3.40	0.03
...																					
21	0.00	-1.97	-1.41	0.00	0.09	-0.40	0.63	1.79	-1.37	0.82	181.32	1.02	1.27	9.81	23.62	0.29	1.03	1.07	1.04	3.50	0.00

AS2																					
AS2		Ponto Reduzido										Ponto Dimensionamento									
r	G(X)	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_g	e_g	e_s	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.25	1.20	1.00	β	e
1	542.90	-2.63	-1.71	0.00	0.10	-0.57	0.78	0.24	-1.72	0.85	141.97	0.98	1.24	9.82	23.45	0.32	0.39	1.04	1.04	3.81	-
2	-17.46	-2.11	-1.84	0.00	0.11	-0.61	0.84	0.68	-1.65	1.00	171.26	0.96	1.27	9.82	23.41	0.33	0.58	1.04	1.05	3.62	0.19
3	0.50	-2.12	-1.49	0.00	0.10	-0.48	0.70	1.20	-1.45	0.87	173.58	1.01	1.27	9.81	23.54	0.30	0.85	1.06	1.04	3.43	0.19
4	3.08	-1.71	-1.26	0.00	0.08	-0.37	0.57	1.79	-1.20	0.72	194.69	1.05	1.27	9.81	23.64	0.28	1.31	1.08	1.04	3.18	0.25
5	5.91	-1.25	-0.85	0.00	0.05	-0.23	0.37	2.21	-0.84	0.50	222.10	1.11	1.27	9.81	23.78	0.25	1.99	1.11	1.02	2.89	0.30
6	12.41	-1.53	-0.97	0.00	0.06	-0.22	0.40	1.64	-0.99	0.59	205.91	1.09	1.27	9.81	23.79	0.25	1.70	1.10	1.03	2.74	0.15
7	2.28	-1.60	-1.08	0.00	0.06	-0.26	0.45	1.64	-1.07	0.64	202.43	1.08	1.27	9.81	23.75	0.26	1.56	1.09	1.03	2.87	0.13
8	0.57	-1.66	-1.12	0.00	0.06	-0.28	0.48	1.63	-1.11	0.67	198.86	1.07	1.27	9.81	23.73	0.26	1.49	1.09	1.03	2.94	0.07
9	0.16	-1.69	-1.16	0.00	0.07	-0.29	0.49	1.62	-1.14	0.68	197.31	1.07	1.27	9.81	23.72	0.27	1.44	1.09	1.03	2.98	0.04
...																					
13	0.00	-1.73	-1.19	0.00	0.07	-0.31	0.51	1.60	-1.17	0.70	194.90	1.06	1.27	9.81	23.70	0.27	1.38	1.08	1.03	3.03	0.00

Tabela B.8: Barragem de Ferradosa. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Último: NMC)										Ponto Dimensionamento									
r	Gr(A _d)	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	ε _g	ε _s		1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.00	β	ε	
1	4153.87	-3.61	-0.42	0.14	-1.47	1.95	-2.27	0.77		0.70	1.17	9.82	22.59	0.54	0.99	1.04	5.00	-	
2	498.66	-3.60	-1.00	0.23	-1.78	2.46	-2.53	1.40		0.74	1.09	9.82	22.29	0.64	0.97	1.07	5.62	0.62	
3	-15.14	-3.63	-0.89	0.26	-1.95	2.23	-2.53	1.52		0.74	1.11	9.82	22.12	0.60	0.97	1.08	5.61	0.01	
4	0.13	-3.62	-0.92	0.26	-1.93	2.28	-2.53	1.52		0.74	1.10	9.82	22.15	0.61	0.97	1.08	5.62	0.01	
5	0.01	-3.62	-0.91	0.26	-1.93	2.28	-2.53	1.52		0.74	1.11	9.82	22.14	0.61	0.97	1.08	5.62	0.00	
6	0.00	-3.62	-0.91	0.26	-1.93	2.28	-2.53	1.52		φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	ε _g	ε _s	5.62	0.00	

Tabela B.9: Barragem de Ferradosa. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

ELS (Estado Limite Serviço: NPA+SBP)

ASI

Ponto Reduzido

Ponto Dimensionamento

	F	G(A)	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	e_K	e_S	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.05	1.20	1.00	β	ε
1	1	-243.23	-1.94	-1.40	0.00	0.10	-0.49	0.74	0.92	-1.40	0.88	182.21	1.03	1.34	9.82	23.53	0.31	0.27	1.06	1.04	3.18	-
2	2	-1.82	-1.89	-1.52	0.00	0.11	-0.56	0.79	1.35	-1.45	0.87	186.01	1.01	1.27	9.82	23.46	0.32	0.23	1.06	1.04	3.39	0.21
3	3	0.37	-1.98	-1.52	0.00	0.11	-0.57	0.81	1.12	-1.47	0.89	181.34	1.01	1.27	9.82	23.45	0.32	0.18	1.06	1.04	3.38	0.01
4	4	0.15	-1.99	-1.57	0.00	0.11	-0.60	0.83	0.81	-1.51	0.91	180.54	1.00	1.27	9.82	23.42	0.33	0.13	1.05	1.05	3.35	0.02
5	5	0.18	-2.01	-1.58	0.00	0.12	-0.61	0.85	0.54	-1.52	0.91	179.19	1.00	1.27	9.82	23.41	0.33	0.11	1.05	1.05	3.33	0.02
6	6	0.03	-2.02	-1.59	0.00	0.12	-0.62	0.85	0.41	-1.53	0.92	179.12	1.00	1.27	9.82	23.41	0.33	0.10	1.05	1.05	3.33	0.01
7	7	0.01	-2.02	-1.59	0.00	0.12	-0.62	0.86	0.36	-1.53	0.92	178.91	1.00	1.27	9.82	23.40	0.33	0.10	1.05	1.05	3.32	0.00
8	8	0.00	-2.02	-1.59	0.00	0.12	-0.62	0.86	0.35	-1.53	0.92	178.92	1.00	1.27	9.82	23.40	0.33	0.10	1.05	1.05	3.32	0.00

ASI

Ponto Reduzido

Ponto Dimensionamento

	F	G(A)	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	e_K	e_S	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.24	1.20	1.00	β	ε
1	1	-3.65	-1.77	-1.29	0.00	0.09	-0.46	0.67	0.33	-1.38	0.77	192.15	1.04	1.34	9.81	23.56	0.30	0.47	1.07	1.04	2.80	-
2	2	-6.32	-1.59	-1.23	0.00	0.09	-0.44	0.64	0.63	-1.19	0.72	202.52	1.05	1.27	9.81	23.58	0.29	0.62	1.08	1.04	2.65	0.15
3	3	1.55	-1.50	-1.11	0.00	0.08	-0.38	0.57	0.95	-1.09	0.66	208.25	1.07	1.27	9.81	23.63	0.28	0.78	1.09	1.03	2.55	0.10
4	4	1.61	-1.37	-1.01	0.00	0.07	-0.34	0.51	1.24	-1.00	0.60	216.21	1.09	1.27	9.81	23.68	0.27	0.95	1.10	1.03	2.48	0.07
5	5	1.67	-1.25	-0.90	0.00	0.06	-0.29	0.44	1.48	-0.89	0.54	224.46	1.11	1.27	9.81	23.72	0.26	1.14	1.11	1.03	2.43	0.05
6	6	1.88	-1.12	-0.79	0.00	0.05	-0.24	0.38	1.66	-0.79	0.48	232.98	1.12	1.27	9.81	23.77	0.25	1.32	1.12	1.02	2.39	0.04
7	7	1.80	-1.01	-0.70	0.00	0.05	-0.21	0.33	1.80	-0.71	0.42	240.51	1.14	1.27	9.81	23.80	0.24	1.48	1.13	1.02	2.36	0.03
8	8	1.33	-1.27	-0.87	0.00	0.06	-0.25	0.41	1.16	-0.88	0.53	222.07	1.11	1.27	9.81	23.76	0.25	1.14	1.11	1.03	2.24	0.12
9	9	5.76	-1.10	-0.80	0.00	0.05	-0.24	0.38	1.67	-0.79	0.47	233.90	1.12	1.27	9.81	23.77	0.25	1.33	1.12	1.02	2.39	0.15
10	10	1.73	-1.32	-0.91	0.00	0.06	-0.27	0.43	1.14	-0.92	0.55	219.23	1.10	1.27	9.81	23.74	0.26	1.08	1.11	1.03	2.30	0.09
11	11	3.32	-1.15	-0.83	0.00	0.05	-0.26	0.40	1.61	-0.82	0.49	230.83	1.12	1.27	9.81	23.75	0.25	1.27	1.12	1.02	2.40	0.10
12	12	1.84	-1.04	-0.73	0.00	0.05	-0.22	0.35	1.76	-0.73	0.44	238.17	1.14	1.27	9.81	23.79	0.24	1.44	1.13	1.02	2.37	0.03
13	13	1.53	-1.19	-0.88	0.00	0.06	-0.25	0.41	1.15	-0.89	0.54	221.90	1.11	1.27	9.81	23.76	0.25	1.12	1.11	1.03	2.26	0.11
14	14	4.93	-1.22	-0.81	0.00	0.05	-0.25	0.38	1.65	-0.80	0.48	232.97	1.12	1.27	9.81	23.76	0.25	1.31	1.12	1.02	2.39	0.13
15	15	1.77	-1.02	-0.71	0.00	0.05	-0.21	0.33	1.79	-0.71	0.43	239.96	1.14	1.27	9.81	23.80	0.24	1.47	1.13	1.02	2.36	0.03
		0.00										230.41	1.12	1.27	9.81	23.77	0.25	1.38	1.12	1.02	2.35	
												c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	e_K	e_S		

B.4 Barragem de Monte Novo

Tabela B.10: Barragem de Monte Novo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

ELU (Estado Limite Último: NPA+SN(P))		Ponto Dimensionamento															
ASI		Ponto Reduzido															
r	G(Xi)	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ϵ_s	ϵ_R	a_z	k	γ_b	γ_w	ϕ_1	ϕ_2	ϵ_s	ϵ_R
1	2295.11	-3.64	-0.45	0.11	-1.30	1.52	1.86	-2.27	0.72	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.00	1.03	1.03
2	199.95	-1.46	-0.40	0.07	-0.54	0.74	3.36	-1.00	0.56	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
3	104.61	-1.37	-0.28	0.05	-0.39	0.63	2.65	-0.89	0.53	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
4	-0.08	-1.18	-0.23	0.05	-0.31	0.54	2.48	-0.76	0.46	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
5	1.67	-1.06	-0.21	0.04	-0.28	0.47	2.44	-0.68	0.41	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
6	0.69	-1.07	-0.21	0.04	-0.28	0.47	2.36	-0.69	0.42	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
7	0.00	-1.08	-0.21	0.04	-0.28	0.47	2.36	-0.69	0.42	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
8	0.00	-1.08	-0.21	0.04	-0.28	0.47	2.36	-0.70	0.42	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03

AS2		Ponto Dimensionamento															
Ponto Reduzido		Ponto Dimensionamento															
r	G(Xi)	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ϵ_s	ϵ_R	a_z	k	γ_b	γ_w	ϕ_1	ϕ_2	ϵ_s	ϵ_R
1	2200.25	-3.77	-0.47	0.12	-1.33	1.58	1.23	-2.35	0.77	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
2	213.74	-2.97	-0.84	0.15	-1.12	1.50	2.91	-2.05	1.14	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
3	-14.03	-2.60	-0.58	0.13	-0.89	1.34	2.86	-1.73	1.04	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
4	8.42	-2.29	-0.51	0.10	-0.73	1.16	2.86	-1.51	0.91	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
5	5.27	-2.08	-0.45	0.09	-0.63	1.04	2.82	-1.37	0.82	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
6	2.43	-1.96	-0.41	0.08	-0.58	0.96	2.77	-1.28	0.77	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
7	0.90	-1.89	-0.39	0.08	-0.54	0.91	2.74	-1.23	0.74	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
8	0.29	-1.85	-0.38	0.08	-0.53	0.89	2.72	-1.21	0.72	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
9	0.09	-1.83	-0.38	0.08	-0.52	0.87	2.71	-1.19	0.72	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
10	0.02	-1.82	-0.37	0.07	-0.51	0.87	2.71	-1.19	0.71	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
11	0.01	-1.81	-0.37	0.07	-0.51	0.86	2.70	-1.18	0.71	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03
12	0.00	-1.81	-0.37	0.07	-0.51	0.86	2.70	-1.18	0.71	1.10	0.99	1.03	1.03	1.00	1.03	1.03	1.03

Tabela B.11: Barragem de Monte Novo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Último: NMC)										Ponto Dimensionamento									
F	G(X _j)	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	ε_g	ε_s		ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	ε_g	ε_s	β	ε	
1	2454.85	-4.11	-0.50	0.13	-1.52	1.79	-2.56	0.76		1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.00	5.46	-	
2	311.04	-4.33	-1.33	0.24	-1.87	2.32	-3.04	1.62		0.66	1.03	9.82	22.20	0.62	0.93	1.08	6.43	0.97	
3	-2.13	-4.39	-1.08	0.27	-2.04	2.12	-3.00	1.81		0.66	1.08	9.82	22.05	0.58	0.93	1.09	6.43	0.00	
4	0.48	-4.36	-1.17	0.27	-2.01	2.16	-3.01	1.81		0.66	1.06	9.82	22.07	0.58	0.93	1.09	6.44	0.01	
5	0.04	-4.37	-1.14	0.27	-2.02	2.16	-3.01	1.81		0.66	1.07	9.82	22.06	0.58	0.93	1.09	6.44	0.00	
6	0.01	-4.37	-1.15	0.27	-2.02	2.16	-3.01	1.81		0.66	1.07	9.82	22.06	0.58	0.93	1.09	6.44	0.00	
7	0.00	-4.37	-1.15	0.27	-2.02	2.16	-3.01	1.81		0.66	1.07	9.82	22.06	0.58	0.93	1.09	6.44	0.00	

ELS (Estado Limite Serviço: NPA+SBP)

ASI

Ponto Reduzido											Ponto Dimensionamento										
r	G(A _r)	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	ε _g	ε _s	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	ε _g	β	e	
1	325.94	-2.30	-1.40	0.00	0.09	-0.48	0.58	1.15	-1.50	0.80	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.35	1.20	1.00	3.47	-
2	-16.35	-1.44	-1.10	0.00	0.07	-0.36	0.44	1.96	-1.08	0.65	205.45	1.07	1.27	9.81	23.66	0.26	1.35	1.09	1.03	3.00	0.46
3	13.52	-1.51	-0.94	0.00	0.06	-0.26	0.36	1.74	-0.99	0.59	208.08	1.10	1.27	9.81	23.75	0.25	1.53	1.10	1.03	2.78	0.23
4	0.67	-1.40	-0.88	0.00	0.06	-0.23	0.33	1.75	-0.93	0.56	214.74	1.11	1.27	9.81	23.77	0.24	1.66	1.11	1.03	2.67	0.11
5	0.38	-1.35	-0.83	0.00	0.05	-0.22	0.31	1.74	-0.89	0.53	217.78	1.12	1.27	9.81	23.79	0.24	1.74	1.11	1.03	2.60	0.07
6	0.16	-1.32	-0.81	0.00	0.05	-0.20	0.30	1.73	-0.86	0.52	219.85	1.12	1.27	9.81	23.80	0.24	1.79	1.11	1.02	2.56	0.04
7	0.05	-1.30	-0.79	0.00	0.05	-0.20	0.29	1.72	-0.85	0.51	220.97	1.12	1.27	9.81	23.81	0.23	1.82	1.11	1.02	2.53	0.02
8	0.02	-1.29	-0.79	0.00	0.05	-0.20	0.29	1.72	-0.84	0.50	221.61	1.13	1.27	9.81	23.82	0.23	1.84	1.12	1.02	2.52	0.01
9	0.01	-1.29	-0.78	0.00	0.05	-0.19	0.29	1.72	-0.83	0.50	221.96	1.13	1.27	9.81	23.81	0.23	1.84	1.12	1.02	2.51	0.01
10	0.00	-1.28	-0.78	0.00	0.05	-0.19	0.29	1.72	-0.83	0.50	222.15	1.13	1.27	9.81	23.81	0.23	1.85	1.12	1.02	2.50	0.00

AS2

Ponto Reduzido											Ponto Dimensionamento										
r	G(A _r)	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	ε _g	ε _s	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	ε _g	β	e	
1	325.94	-2.39	-1.46	0.00	0.10	-0.50	0.61	0.40	-1.56	0.89	338.00	1.28	1.28	9.81	23.52	0.29	0.53	1.05	1.04	3.43	-
2	-15.82	-1.93	-1.52	0.00	0.10	-0.51	0.61	0.89	-1.47	0.89	181.29	1.01	1.27	9.82	23.62	0.29	0.75	1.06	1.04	3.23	0.20
3	0.86	-1.84	-1.22	0.00	0.08	-0.39	0.50	1.37	-1.27	0.76	188.30	1.05	1.27	9.81	23.63	0.27	1.04	1.08	1.04	3.06	0.17
4	2.86	-1.49	-1.00	0.00	0.07	-0.29	0.39	1.82	-1.02	0.61	208.13	1.09	1.27	9.81	23.72	0.25	1.48	1.10	1.03	2.86	0.19
5	4.84	-1.64	-1.03	0.00	0.07	-0.28	0.39	1.45	-1.08	0.65	199.86	1.09	1.27	9.81	23.74	0.25	1.36	1.09	1.03	2.77	0.09
6	0.41	-1.21	-0.79	0.00	0.05	-0.22	0.30	1.70	-0.82	0.49	225.45	1.12	1.27	9.81	23.79	0.23	1.87	1.12	1.02	2.72	0.05
7	6.49	-1.51	-0.90	0.00	0.06	-0.22	0.33	1.48	-0.97	0.58	207.02	1.11	1.27	9.81	23.79	0.24	1.55	1.10	1.03	2.60	0.13
8	2.43	-1.59	-1.02	0.00	0.06	-0.27	0.38	1.47	-1.06	0.64	203.05	1.09	1.27	9.81	23.74	0.25	1.41	1.09	1.03	2.74	0.14
9	0.63	-1.18	-0.76	0.00	0.05	-0.21	0.29	2.09	-0.79	0.48	227.41	1.13	1.27	9.81	23.80	0.23	1.92	1.12	1.02	2.71	0.03
10	6.56	-1.50	-0.89	0.00	0.06	-0.22	0.33	1.48	-0.96	0.57	207.90	1.11	1.27	9.81	23.79	0.24	1.58	1.10	1.03	2.57	0.13

0.00											c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	ε _g	β	e	
											230.41	1.12	1.27	9.81	23.77	0.25	1.58	1.12	1.02	2.35	
											c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	ε _g			
											230.41	1.12	1.27	9.81	23.77	0.25	1.58	1.12	1.02	2.35	

Tabela B.17: Barragem de Pedrógão. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Último: NMC)										Ponto Dimensionamento									
F	$G(\lambda_i)$	Φ_1	Φ_2	γ_w	γ_b	K	ε_g	ε_s		Φ_1	Φ_2	γ_w	γ_b	K	ε_g	ε_s	β	ε	
1	5711.46	-3.06	-0.38	0.14	-1.38	2.41	-1.92	0.67		1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.00	4.62	-	
2	656.13	-2.87	-0.86	0.23	-1.78	2.74	-2.03	1.13		0.78	1.18	9.82	22.68	0.62	1.02	1.03	5.01	0.40	
3	-29.25	-2.78	-0.77	0.25	-1.90	2.76	-1.96	1.18		0.82	1.11	9.82	22.29	0.68	1.01	1.06	4.99	0.03	
4	-1.89	-2.75	-0.79	0.25	-1.92	2.77	-1.95	1.17		0.84	1.13	9.82	22.17	0.69	1.02	1.06	4.98	0.00	
5	-0.11	-2.75	-0.79	0.25	-1.93	2.78	-1.94	1.17		0.84	1.12	9.82	22.15	0.69	1.02	1.06	4.98	0.00	
6	0.00	-2.75	-0.79	0.25	-1.93	2.78	-1.94	1.17		0.84	1.13	9.82	22.15	0.69	1.02	1.06	4.98	0.00	
										Φ_1	Φ_2	γ_w	γ_b	K	ε_g	ε_s			

Tabela B.18: Barragem de Pedrógão. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

ELS (Estado Limite Serviço: NPA+SBP)

ASI

Ponto Reduzido

r	G(A)	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a _w	e _K	e _S	Ponto Dimensionamento				β	ε						
1	1864.62	-2.62	-1.67	0.00	0.11	-0.66	0.97	1.24	-1.78	0.82	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.21	1.20	1.00	1.04	4.05	-
2	-45.78	-1.33	-1.10	0.00	0.08	-0.42	0.69	2.29	-1.06	0.64	142.78	0.99	1.24	9.82	23.37	0.35	0.68	1.03	1.04	1.03	3.23	0.82
3	89.20	-1.31	-0.83	0.00	0.06	-0.25	0.49	2.04	-0.89	0.53	204.12	1.07	1.27	9.81	23.59	0.30	1.70	1.09	1.03	1.03	2.82	0.40
4	11.28	-1.14	-0.71	0.00	0.05	-0.19	0.40	1.95	-0.76	0.46	231.38	1.14	1.27	9.81	23.76	0.27	2.15	1.11	1.03	1.02	2.57	0.25
5	4.65	-1.07	-0.64	0.00	0.04	-0.16	0.35	1.89	-0.70	0.42	236.34	1.15	1.27	9.81	23.85	0.24	2.53	1.13	1.02	1.02	2.44	0.13
6	0.99	-1.04	-0.62	0.00	0.04	-0.15	0.33	1.86	-0.68	0.41	238.49	1.15	1.27	9.81	23.86	0.24	2.58	1.13	1.02	1.02	2.36	0.06
7	0.17	-1.03	-0.61	0.00	0.04	-0.15	0.32	1.85	-0.67	0.40	239.31	1.16	1.27	9.81	23.86	0.24	2.60	1.13	1.02	1.02	2.36	0.02
8	0.03	-1.02	-0.61	0.00	0.04	-0.14	0.32	1.84	-0.66	0.40	239.63	1.16	1.27	9.81	23.86	0.24	2.60	1.13	1.02	1.02	2.35	0.01
9	0.00	-1.02	-0.61	0.00	0.04	-0.14	0.32	1.84	-0.66	0.40	239.76	1.16	1.27	9.81	23.86	0.24	2.61	1.13	1.02	1.02	2.35	0.00

Ponto Dimensionamento

c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a _w	e _K	e _S
338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.21	1.20	1.00

AS2

Ponto Reduzido

r	G(A)	c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a _w	e _K	e _S	Ponto Dimensionamento				β	ε						
1	1864.62	-2.76	-1.76	0.00	0.12	-0.70	1.02	0.49	-1.87	0.87	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.29	1.20	1.00	1.04	4.09	-
2	-32.05	-2.07	-1.79	0.00	0.13	-0.72	1.13	1.23	-1.71	1.03	134.52	0.97	1.24	9.82	23.33	0.36	0.52	1.02	1.04	1.05	3.85	0.24
3	3.32	-1.90	-1.26	0.00	0.10	-0.48	0.83	1.94	-1.33	0.80	170.98	0.97	1.27	9.82	23.31	0.38	0.81	1.04	1.05	1.04	3.51	0.34
4	32.59	-1.20	-0.81	0.00	0.06	-0.27	0.50	2.41	-0.85	0.51	184.52	1.05	1.27	9.81	23.54	0.33	1.33	1.07	1.04	1.03	3.03	0.48
5	61.08	-1.50	-0.92	0.00	0.06	-0.24	0.51	1.84	-0.99	0.59	207.78	1.10	1.27	9.81	23.77	0.27	1.95	1.10	1.03	1.02	2.85	0.18
6	5.40	-1.54	-1.00	0.00	0.07	-0.28	0.56	1.88	-1.06	0.64	205.88	1.09	1.27	9.81	23.73	0.28	1.85	1.10	1.03	1.02	2.97	0.05
7	1.03	-1.59	-1.00	0.00	0.07	-0.29	0.58	1.88	-1.09	0.65	203.08	1.09	1.27	9.81	23.72	0.28	1.80	1.09	1.03	1.02	3.02	0.12
8	0.23	-1.60	-1.05	0.00	0.07	-0.30	0.60	1.88	-1.10	0.66	202.14	1.08	1.27	9.81	23.71	0.29	1.77	1.09	1.03	1.03	3.05	0.03
9	0.08	-1.62	-1.06	0.00	0.07	-0.31	0.61	1.88	-1.11	0.67	201.41	1.08	1.27	9.81	23.70	0.29	1.75	1.09	1.03	1.03	3.07	0.02
10	0.02	-1.62	-1.06	0.00	0.07	-0.31	0.61	1.88	-1.12	0.67	201.07	1.08	1.27	9.81	23.70	0.29	1.74	1.09	1.03	1.03	3.08	0.01
11	0.01	-1.63	-1.07	0.00	0.07	-0.31	0.61	1.88	-1.12	0.67	200.85	1.08	1.27	9.81	23.70	0.29	1.74	1.09	1.03	1.03	3.08	0.01
12	0.00	-1.63	-1.07	0.00	0.07	-0.31	0.62	1.88	-1.12	0.67	200.73	1.08	1.27	9.81	23.70	0.29	1.73	1.09	1.03	1.03	3.09	0.00

Ponto Dimensionamento

c	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a _w	e _K	e _S
338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.29	1.20	1.00

Tabela B.20: Barragem de Penha Garcia. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Ultimo: NMC)										Ponto Dimensionamento									
r	Gr(Xj)	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	ε_g	ε_s		ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	ε_g	ε_s	β	ε	
1	1348.40	-2.98	-0.19	0.12	-1.20	1.81	-1.78	0.72		0.79	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.03	4.16	-	
2	94.76	-2.86	-0.40	0.17	-1.36	2.16	-1.80	1.05		0.82	1.19	9.82	22.69	0.59	1.03	1.05	4.39	0.23	
3	-6.47	-2.89	-0.40	0.19	-1.46	2.00	-1.82	1.10		0.82	1.19	9.82	22.60	0.56	1.03	1.05	4.38	0.01	
4	-0.13	-2.82	-0.39	0.18	-1.41	2.19	-1.77	1.07		0.83	1.19	9.82	22.65	0.59	1.03	1.05	4.39	0.00	
5	-0.53	-2.89	-0.40	0.19	-1.47	2.00	-1.82	1.09		0.82	1.19	9.82	22.59	0.56	1.03	1.05	4.38	0.01	
0.00										0.83	1.19	9.83	22.65	0.57	1.03	1.05	4.39		
										ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	ε_g	ε_s			

Tabela B.23: Barragem de Pretarouca. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Ultimo: NMC)										Ponto Dimensionamento								
r	$G(\lambda_i)$	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	ε_k	ε_s		1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.00	β	ε
1	1927.37	-2.84	-0.10	0.12	-1.18	2.05	-1.66	0.66		0.81	1.22	9.82	22.87	0.55	1.04	1.03	4.11	-
2	130.89	-2.64	-0.21	0.17	-1.37	2.45	-1.60	0.93		0.85	1.23	9.82	22.69	0.64	1.05	1.05	4.29	0.18
3	-14.82	-2.68	-0.22	0.19	-1.50	2.26	-1.63	0.98		0.85	1.23	9.82	22.56	0.61	1.04	1.05	4.27	0.01
4	-0.31	-2.68	-0.22	0.19	-1.48	2.29	-1.63	0.98		0.85	1.23	9.82	22.58	0.61	1.04	1.05	4.29	0.01
5	0.00	-2.68	-0.22	0.19	-1.48	2.29	-1.63	0.98		0.85	1.23	9.82	22.58	0.61	1.04	1.05	4.28	0.00
										ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	ε_k	ε_s		

Tabela B.24: Barragem de Pretarouca. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

ELS (Estado Limite Serviço: NPA+SBP)																															
AS1		Ponto Reduzido															Ponto Dimensionamento														
r	G(X _i)	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _g	e _g	e _s	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _g	e _g	e _s	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _g	e _g	e _s	β	e	
1	378.11	-2.54	-1.23	0.00	0.10	-0.47	0.80	1.39	-1.46	0.79	338.00	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.32	1.20	1.06	1.04	3.68	-									
2	-28.44	-2.12	-1.44	0.00	0.11	-0.56	0.94	1.70	-1.46	0.88	171.72	1.02	1.27	9.82	23.46	0.35	0.47	1.06	1.04	3.68	0.00										
3	1.30	-2.07	-1.14	0.00	0.09	-0.44	0.79	2.12	-1.27	0.76	176.03	1.07	1.27	9.81	23.58	0.32	0.75	1.08	1.04	3.62	0.06										
4	4.03	-2.24	-1.28	0.00	0.10	-0.46	0.84	1.42	-1.40	0.84	167.41	1.05	1.27	9.81	23.56	0.33	0.54	1.06	1.04	3.50	0.12										
5	1.86	-1.87	-1.10	0.00	0.09	-0.41	0.74	2.32	-1.19	0.71	185.76	1.07	1.27	9.81	23.60	0.31	0.94	1.08	1.04	3.57	0.07										
6	5.81	-2.20	-1.20	0.00	0.09	-0.41	0.78	1.35	-1.34	0.80	168.99	1.06	1.27	9.81	23.61	0.32	0.63	1.07	1.04	3.37	0.21										
7	3.31	-2.28	-1.35	0.00	0.10	-0.49	0.89	1.35	-1.45	0.87	165.91	1.03	1.27	9.82	23.53	0.34	0.46	1.06	1.04	3.57	0.20										
8	1.46	-2.05	-1.20	0.00	0.10	-0.46	0.81	2.09	-1.30	0.78	176.92	1.06	1.27	9.81	23.56	0.32	0.73	1.07	1.04	3.63	0.06										
9	2.82	-2.27	-1.27	0.00	0.10	-0.46	0.85	1.40	-1.40	0.84	165.96	1.05	1.27	9.81	23.56	0.33	0.52	1.06	1.04	3.52	0.12										
10	1.59	-1.90	-1.13	0.00	0.09	-0.43	0.76	2.28	-1.21	0.73	184.10	1.07	1.27	9.81	23.59	0.31	0.89	1.08	1.04	3.58	0.07										
11	4.92	-2.20	-1.20	0.00	0.09	-0.42	0.79	1.48	-1.34	0.80	169.09	1.06	1.27	9.81	23.60	0.32	0.63	1.07	1.04	3.43	0.16										
12	2.46	-2.28	-1.35	0.00	0.10	-0.49	0.89	1.35	-1.45	0.87	165.72	1.03	1.27	9.82	23.53	0.34	0.46	1.06	1.04	3.57	0.15										
0.00																															

Tabela B.26: Barragem de Raiva. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Último: NMC)										Ponto Dimensionamento									
r	G(A _d)	Φ ₁	Φ ₂	γ _w	γ _b	k	ε _g	ε _s		Φ ₁	Φ ₂	γ _w	γ _b	k	ε _g	ε _s	β	z	
1	3775.70	-3.34	-0.12	0.11	-1.22	1.89	-1.93	0.70		1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.00	4.52	1.00	
2	315.31	-3.34	-0.29	0.18	-1.44	2.33	-2.00	1.14		0.74	1.22	9.82	22.83	0.52	1.02	1.03	4.91	0.39	
3	-15.01	-3.37	-0.30	0.20	-1.56	2.12	-2.02	1.22		0.77	1.21	9.82	22.51	0.58	1.01	1.06	4.90	0.01	
4	-0.37	-3.37	-0.30	0.19	-1.54	2.16	-2.02	1.22		0.77	1.21	9.82	22.52	0.58	1.01	1.06	4.91	0.01	
5	0.00	-3.37	-0.30	0.19	-1.54	2.16	-2.02	1.22		0.77	1.21	9.82	22.52	0.58	1.01	1.06	4.91	0.00	

Tabela B.27: Barragem de Raiva. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

ELS (Estado Limite Serviço: NPA+SBP)																			
AS1		Ponto Dimensionamento																	
Ponto Reduzido		c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	e _g	e _s	γ _w	γ _b	k	a _z	e _g	ε _s	β	ε	
1	r	G(Δ) _r	-1.56	-1.30	0.00	0.09	-0.43	0.66	1.28	-1.19	0.75	0.81	24.00	0.33	0.35	1.20	1.00	2.89	-
2	1	-247.21	-1.56	-1.30	0.00	0.09	-0.43	0.66	1.28	-1.19	0.75	0.81	24.00	0.33	0.35	1.20	1.00	2.89	-
3	2	7.64	-1.46	-1.23	0.00	0.08	-0.41	0.60	1.54	-1.12	0.67	0.81	23.58	0.29	0.45	1.08	1.04	2.87	0.02
4	3	1.41	-1.27	-1.04	0.00	0.07	-0.34	0.51	1.87	-0.96	0.58	0.81	23.61	0.29	0.60	1.09	1.03	2.80	0.07
5	4	4.21	-1.48	-1.19	0.00	0.07	-0.36	0.56	1.15	-1.10	0.66	0.81	23.68	0.27	0.87	1.10	1.03	2.80	0.07
6	5	3.55	-1.23	-1.03	0.00	0.06	-0.33	0.49	1.91	-0.94	0.56	0.81	23.65	0.28	0.62	1.09	1.03	2.66	0.14
7	6	4.70	-1.47	-1.17	0.00	0.07	-0.35	0.55	1.17	-1.09	0.65	0.81	23.68	0.27	0.91	1.11	1.03	2.79	0.13
8	6	4.70	-1.47	-1.17	0.00	0.07	-0.35	0.55	1.17	-1.09	0.65	0.81	23.66	0.28	0.64	1.09	1.03	2.64	0.15
9	0	0.00															2.72		
10			c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	e _g	e _s	γ _w	γ _b	k	a _z	e _g	ε _s		
11			216.77	1.07	1.27	0.81	23.67	0.27	0.76	1.10	1.03								
AS2																			
Ponto Reduzido		Ponto Dimensionamento																	
Ponto Reduzido		c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	e _g	e _s	γ _w	γ _b	k	a _z	e _g	ε _s	β	ε	
1	r	G(Δ) _r	-1.51	-1.26	0.00	0.08	-0.42	0.64	0.51	-1.15	0.73	0.81	24.00	0.33	0.35	1.20	1.00	2.53	-
2	1	-247.21	-1.51	-1.26	0.00	0.08	-0.42	0.64	0.51	-1.15	0.73	0.81	24.00	0.33	0.35	1.20	1.00	2.53	-
3	2	10.58	-1.42	-1.18	0.00	0.07	-0.39	0.58	0.56	-1.09	0.65	0.81	23.60	0.29	0.51	1.08	1.04	2.42	0.11
4	3	1.35	-1.34	-1.10	0.00	0.07	-0.35	0.53	0.82	-1.01	0.61	0.81	23.63	0.28	0.65	1.09	1.03	2.34	0.08
5	4	0.91	-1.26	-1.03	0.00	0.06	-0.32	0.49	1.04	-0.95	0.57	0.81	23.67	0.27	0.79	1.10	1.03	2.34	0.08
6	5	0.70	-1.19	-0.96	0.00	0.06	-0.29	0.45	1.20	-0.89	0.54	0.81	23.70	0.27	0.90	1.11	1.03	2.30	0.04
7	6	0.54	-1.14	-0.91	0.00	0.05	-0.27	0.42	1.33	-0.84	0.51	0.81	23.72	0.26	1.00	1.11	1.03	2.27	0.02
8	7	0.42	-1.09	-0.86	0.00	0.05	-0.25	0.40	1.43	-0.80	0.48	0.81	23.74	0.25	1.09	1.11	1.02	2.26	0.02
9	8	0.30	-1.05	-0.82	0.00	0.05	-0.23	0.37	1.50	-0.77	0.46	0.81	23.76	0.25	1.17	1.12	1.02	2.25	0.01
10	9	0.20	-1.01	-0.79	0.00	0.05	-0.22	0.36	1.56	-0.74	0.45	0.81	23.78	0.25	1.24	1.12	1.02	2.24	0.01
11	10	0.12	-0.99	-0.77	0.00	0.04	-0.21	0.35	1.60	-0.72	0.43	0.81	23.79	0.24	1.29	1.12	1.02	2.24	0.00
12	11	0.07	-0.97	-0.75	0.00	0.04	-0.21	0.34	1.63	-0.71	0.42	0.81	23.80	0.24	1.33	1.13	1.02	2.24	0.00
13	12	0.04	-0.96	-0.74	0.00	0.04	-0.20	0.33	1.65	-0.70	0.42	0.81	23.80	0.24	1.35	1.13	1.02	2.24	0.00
14	13	0.00	-0.95	-0.73	0.00	0.04	-0.20	0.33	1.66	-0.69	0.41	0.81	23.81	0.24	1.38	1.13	1.02	2.24	0.00
15	14	0.00	-0.95	-0.73	0.00	0.04	-0.20	0.33	1.66	-0.69	0.41	0.81	23.81	0.24	1.39	1.13	1.02	2.24	0.00
16			c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _z	e _g	e _s	γ _w	γ _b	k	a _z	e _g	ε _s		
17			245.02	1.13	1.27	0.81	23.81	0.24	1.39	1.13	1.02								

B.10 Barragem de Ranhados

Tabela B.28: Barragem de Ranhados. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

ELU (Estado Limite Último: NPA+SNP)																			
ASI		Ponto Dimensioamento																	
Ponto Reduzido		Φ_1	Φ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ϵ_K	ϵ_S	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.88	1.20	1.00	β	ϵ
1	G(Xi)	-3.31	-0.02	0.10	-1.07	1.73	1.38	-1.86	0.76	0.74	1.23	9.82	22.97	0.49	0.54	1.02	1.04	4.59	-
2	251.69	-3.47	-0.04	0.15	-1.28	2.16	1.25	-1.96	1.14	0.75	1.26	9.82	22.77	0.58	0.39	1.02	1.06	5.01	0.42
3	-1.75	-3.20	-0.04	0.15	-1.27	1.80	2.41	-1.81	1.09	0.79	1.26	9.82	22.78	0.52	0.76	1.03	1.05	5.03	0.02
4	13.68	-3.26	-0.04	0.15	-1.22	2.08	1.74	-1.84	1.10	0.78	1.26	9.82	22.83	0.57	0.62	1.03	1.06	4.91	0.12
5	2.32	-3.41	-0.04	0.16	-1.31	1.93	1.64	-1.93	1.16	0.76	1.26	9.82	22.74	0.54	0.51	1.02	1.06	4.99	0.08
6	-1.12	-2.78	-0.03	0.13	-1.07	1.77	2.90	-1.57	0.94	0.83	1.26	9.82	22.97	0.51	1.23	1.05	1.05	4.88	0.10
7	34.76	-3.00	-0.03	0.13	-1.06	1.91	1.93	-1.69	1.01	0.81	1.26	9.82	22.98	0.54	0.99	1.04	1.05	4.62	0.26
8	5.42	-3.15	-0.03	0.14	-1.15	1.99	1.78	-1.78	1.07	0.79	1.26	9.82	22.90	0.55	0.79	1.03	1.05	4.76	0.14
9	3.07	-3.25	-0.04	0.15	-1.22	2.06	1.77	-1.83	1.10	0.78	1.26	9.82	22.83	0.56	0.65	1.03	1.06	4.90	0.14
10	1.38	-3.34	-0.04	0.16	-1.28	2.11	1.63	-1.88	1.13	0.77	1.26	9.82	22.77	0.57	0.53	1.02	1.06	4.97	0.08
11	1.08	-2.77	-0.03	0.13	-1.08	1.57	2.97	-1.57	0.94	0.83	1.26	9.82	22.96	0.48	1.30	1.05	1.05	4.85	0.13
12	51.71	-2.96	-0.03	0.13	-1.03	1.87	1.97	-1.67	1.00	0.81	1.26	9.82	23.01	0.53	1.05	1.04	1.05	4.58	0.26
13	7.27	-3.11	-0.03	0.14	-1.12	1.97	1.82	-1.76	1.05	0.80	1.26	9.82	22.92	0.55	0.84	1.03	1.05	4.73	0.14
0.00																			
		Φ_1	Φ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ϵ_K	ϵ_S	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.88	1.20	1.00	4.82	
																ϵ_K	ϵ_S		

AS2																			
Ponto Reduzido		Ponto Dimensioamento																	
		Φ_1	Φ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ϵ_K	ϵ_S	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.56	1.20	1.00	β	ϵ
1	G(Xi)	-3.21	-0.02	0.09	-1.06	1.66	0.85	-1.80	0.68	0.76	1.23	9.81	22.99	0.48	0.71	1.03	1.03	4.31	-
2	234.43	-2.97	-0.03	0.13	-1.08	1.84	1.65	-1.68	0.98	0.81	1.26	9.82	22.97	0.52	1.06	1.04	1.05	4.46	0.14
3	-22.27	-2.39	-0.03	0.11	-0.86	1.52	2.46	-1.35	0.81	0.88	1.26	9.82	23.17	0.46	1.83	1.07	1.04	4.16	0.29
4	42.48	-2.48	-0.02	0.10	-0.82	1.56	1.99	-1.40	0.84	0.87	1.26	9.82	23.22	0.47	1.76	1.06	1.04	3.99	0.17
5	0.58	-2.51	-0.02	0.10	-0.83	1.58	1.98	-1.42	0.85	0.87	1.26	9.82	23.20	0.47	1.72	1.06	1.04	4.02	0.03
6	0.13	-2.54	-0.02	0.10	-0.84	1.59	1.97	-1.43	0.86	0.87	1.26	9.82	23.19	0.47	1.68	1.06	1.04	4.04	0.02
7	0.08	-2.55	-0.02	0.11	-0.85	1.61	1.96	-1.44	0.86	0.87	1.26	9.82	23.18	0.48	1.66	1.06	1.04	4.06	0.02
8	0.04	-2.57	-0.03	0.11	-0.86	1.62	1.95	-1.45	0.87	0.86	1.26	9.82	23.18	0.48	1.64	1.06	1.04	4.07	0.01
9	0.03	-2.58	-0.03	0.11	-0.86	1.62	1.94	-1.45	0.87	0.86	1.26	9.82	23.17	0.48	1.62	1.06	1.04	4.08	0.01
10	0.02	-2.58	-0.03	0.11	-0.87	1.63	1.93	-1.46	0.88	0.86	1.26	9.82	23.17	0.48	1.61	1.06	1.04	4.09	0.01
11	0.01	-2.59	-0.03	0.11	-0.87	1.63	1.93	-1.46	0.88	0.86	1.26	9.82	23.16	0.48	1.60	1.06	1.04	4.09	0.01
12	0.01	-2.59	-0.03	0.11	-0.87	1.64	1.92	-1.46	0.88	0.86	1.26	9.82	23.16	0.48	1.59	1.06	1.04	4.10	0.00
13	0.00	-2.60	-0.03	0.11	-0.88	1.64	1.92	-1.47	0.88	0.86	1.26	9.82	23.16	0.48	1.58	1.06	1.04	4.10	0.00
		Φ_1	Φ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ϵ_K	ϵ_S	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.56 <td>1.20</td> <td>1.00</td> <td>4.31</td> <td></td>	1.20	1.00	4.31	
																ϵ_K	ϵ_S		

Tabela B.29: Barragem de Ranhados. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Último: NMC)										Ponto Dimensionamento									
r	G(X)	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	e_g	e_s		1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.00	β	β	e
1	4857.51	-3.39	-0.02	0.10	-1.17	1.82	-1.90	0.68		0.73	1.23	9.82	22.88	0.51	1.02	1.03	4.50	4.50	-
2	352.45	-3.44	-0.04	0.16	-1.37	2.24	-1.95	1.12		0.76	1.26	9.82	22.68	0.60	1.02	1.06	4.88	4.88	0.38
3	-15.86	-3.48	-0.04	0.18	-1.47	2.04	-1.97	1.18		0.75	1.26	9.82	22.59	0.57	1.02	1.06	4.87	4.87	0.01
4	-0.49	-3.48	-0.04	0.18	-1.45	2.08	-1.97	1.18		0.75	1.26	9.82	22.60	0.57	1.02	1.06	4.88	4.88	0.01
5	0.00	-3.48	-0.04	0.18	-1.46	2.08	-1.97	1.18		0.75	1.26	9.82	22.60	0.57	1.02	1.06	4.88	4.88	0.00
										ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	e_g	e_s			

Tabela B.30: Barragem de Ranhados. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

ELS (Estado Limite Serviço: NPA+SBP)

AS1

Ponto Reduzido

Ponto Dimensionamento

r	G(A _r)	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _g	ε _R	ε _S	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.32	1.20	1.00	β	ε	
1	1183.61	-1.09	-1.12	0.00	0.08	-0.36	0.58	1.12	-0.94	0.67	232.34	1.07	1.24	9.81	23.66	0.28	0.20	1.10	1.03	2.34	-
2	69.05	-1.28	-1.22	0.00	0.07	-0.40	0.59	0.57	-1.05	0.63	221.83	1.06	1.27	9.81	23.62	0.28	0.12	1.10	1.03	2.34	0.01
3	0.50	-1.27	-1.24	0.00	0.07	-0.42	0.60	0.24	-1.06	0.64	223.25	1.05	1.27	9.81	23.60	0.29	0.11	1.10	1.03	2.30	0.04
4	0.03	-1.28	-1.24	0.00	0.07	-0.41	0.60	0.24	-1.06	0.64	222.66	1.05	1.27	9.81	23.60	0.29	0.11	1.10	1.03	2.30	0.00
5	0.00	-1.27	-1.24	0.00	0.07	-0.42	0.60	0.23	-1.06	0.64	222.81	1.05	1.27	9.81	23.60	0.29	0.11	1.10	1.03	2.30	0.00

AS2

Ponto Reduzido

Ponto Dimensionamento

r	G(A _r)	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _g	ε _R	ε _S	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.32	1.20	1.00	β	ε	
1	1183.61	-0.89	-0.91	0.00	0.06	-0.29	0.47	0.21	-0.77	0.55	234.10	1.10	1.24	9.81	23.72	0.26	0.45	1.12	1.03	1.69	-
2	103.37	-0.98	-0.92	0.00	0.05	-0.28	0.43	0.35	-0.79	0.47	242.79	1.10	1.27	9.81	23.73	0.26	0.56	1.12	1.02	1.74	0.05
3	0.58	-0.93	-0.88	0.00	0.05	-0.27	0.41	0.49	-0.76	0.46	246.27	1.11	1.27	9.81	23.74	0.25	0.62	1.12	1.02	1.70	0.04
4	0.24	-0.91	-0.86	0.00	0.05	-0.26	0.39	0.58	-0.74	0.44	247.54	1.11	1.27	9.81	23.75	0.25	0.65	1.12	1.02	1.69	0.01
5	0.07	-0.90	-0.85	0.00	0.05	-0.25	0.39	0.62	-0.73	0.44	248.25	1.12	1.27	9.81	23.76	0.25	0.67	1.13	1.02	1.69	0.00
6	0.02	-0.90	-0.84	0.00	0.05	-0.25	0.38	0.64	-0.73	0.44	248.56	1.12	1.27	9.81	23.76	0.25	0.68	1.13	1.02	1.69	0.00
7	0.00	-0.90	-0.84	0.00	0.05	-0.25	0.38	0.65	-0.73	0.44	248.72	1.12	1.27	9.81	23.76	0.25	0.68	1.13	1.02	1.69	0.00

B.11 Barragem de Rebordelo

Tabela B.31: Barragem de Rebordelo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

ELU (Estado Limite Ultimo: NPA-SMP)																				
AS1		Ponto Reduzido				Ponto Dimensionamento														
r	r	G(Xi)	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_p	ε_g	ε_s	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.88	1.20	1.00	β	ε
1	1	3913.67	-4.03	-0.09	0.11	-1.32	1.33	1.49	-2.33	0.79	0.63	1.22	9.82	22.73	0.46	0.54	0.99	1.04	5.35	-
2	2	3672.25	-4.49	-0.25	0.20	-1.64	2.00	1.71	-2.68	1.50	0.65	1.22	9.82	22.43	0.55	0.45	0.96	1.08	6.27	0.92
3	3	1.54	-4.51	-0.25	0.22	-1.74	2.06	1.61	-2.70	1.62	0.65	1.22	9.82	22.33	0.57	0.38	0.96	1.08	6.34	0.07
4	4	0.33	-3.71	-0.21	0.18	-1.46	1.70	3.43	-2.22	1.33	0.72	1.23	9.82	22.60	0.50	1.18	0.99	1.07	6.11	0.23
5	5	39.39	-3.81	-0.19	0.17	-1.33	1.76	2.57	-2.26	1.35	0.72	1.23	9.82	22.72	0.51	1.17	0.99	1.07	5.74	0.36
6	6	-0.07	-3.81	-0.19	0.17	-1.33	1.75	2.59	-2.26	1.36	0.72	1.23	9.82	22.73	0.51	1.17	0.99	1.07	5.75	0.01
7	7	0.00	-3.81	-0.19	0.17	-1.33	1.75	2.59	-2.26	1.36	0.72	1.23	9.82	22.73	0.51	1.17	0.99	1.07	5.75	0.00
			ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_p	ε_g	ε_s										
			ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_p	ε_g	ε_s										
AS2		Ponto Reduzido				Ponto Dimensionamento														
r	r	G(Xi)	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_p	ε_g	ε_s	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.58	1.20	1.00	β	ε
1	1	4300.05	-3.86	-0.08	0.10	-1.29	1.46	1.07	-2.23	0.70	0.66	1.22	9.82	22.76	0.44	0.80	0.99	1.03	5.03	-
2	2	346.61	-3.44	-0.18	0.15	-1.21	1.53	2.61	-2.05	1.15	0.75	1.23	9.82	22.84	0.46	1.62	1.01	1.06	5.30	0.27
3	3	-32.69	-3.04	-0.15	0.13	-1.00	1.39	2.68	-1.80	1.09	0.80	1.24	9.82	23.04	0.43	2.11	1.03	1.05	4.88	0.41
4	4	9.66	-2.72	-0.12	0.11	-0.84	1.23	2.77	-1.61	0.96	0.84	1.24	9.82	23.19	0.40	2.57	1.05	1.05	4.57	0.32
5	5	8.12	-2.48	-0.11	0.09	-0.73	1.11	2.78	-1.46	0.87	0.87	1.25	9.81	23.30	0.38	2.94	1.06	1.04	4.30	0.26
6	6	4.92	-2.30	-0.10	0.08	-0.65	1.01	2.76	-1.35	0.81	0.90	1.25	9.81	23.37	0.36	3.21	1.07	1.04	4.11	0.20
7	7	2.42	-2.19	-0.09	0.08	-0.60	0.95	2.74	-1.28	0.77	0.91	1.25	9.81	23.42	0.35	3.39	1.07	1.04	3.98	0.13
8	8	1.01	-2.12	-0.09	0.08	-0.58	0.91	2.72	-1.24	0.75	0.92	1.25	9.81	23.45	0.34	3.49	1.08	1.04	3.89	0.08
9	9	0.38	-2.08	-0.08	0.07	-0.56	0.89	2.70	-1.22	0.73	0.93	1.25	9.81	23.46	0.34	3.56	1.08	1.04	3.84	0.05
10	10	0.13	-2.06	-0.08	0.07	-0.55	0.88	2.69	-1.21	0.72	0.93	1.25	9.81	23.47	0.34	3.60	1.08	1.04	3.82	0.03
11	11	0.04	-2.05	-0.08	0.07	-0.54	0.87	2.69	-1.20	0.72	0.93	1.25	9.81	23.48	0.33	3.62	1.08	1.04	3.80	0.02
12	12	0.01	-2.04	-0.08	0.07	-0.54	0.86	2.69	-1.19	0.72	0.93	1.25	9.81	23.48	0.33	3.63	1.08	1.04	3.79	0.01
13	13	0.00	-2.04	-0.08	0.07	-0.54	0.86	2.68	-1.19	0.72	0.93	1.25	9.81	23.48	0.33	3.63	1.08	1.04	3.79	0.01
14	14	0.00	-2.03	-0.08	0.07	-0.54	0.86	2.68	-1.19	0.71	0.93	1.25	9.81	23.48	0.33	3.64	1.08	1.04	3.78	0.00
			ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_p	ε_g	ε_s										
			ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_p	ε_g	ε_s										

Tabela B.32: Barragem de RebordeLO. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Último: NMC)										Ponto Dimensionamento									
r	G(N)	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	ε_g	ε_s	β	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	ε_g	ε_s	β	ε	
1	3048.00	-3.23	-0.07	0.11	-1.16	1.57	-1.87	0.74	1.28	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	1.20	1.00	4.28	-	
2	178.30	-3.25	-0.16	0.16	-1.32	1.88	-1.93	1.12	0.75	1.23	1.23	9.82	22.89	0.46	1.02	1.04	4.28	0.29	
3	-7.55	-3.22	-0.16	0.17	-1.35	1.91	-1.91	1.15	0.78	1.24	1.24	9.82	22.70	0.54	1.02	1.06	4.57	0.00	
4	-0.15	-3.22	-0.16	0.17	-1.36	1.92	-1.91	1.14	0.78	1.24	1.24	9.82	22.69	0.54	1.02	1.06	4.57	0.00	
5	0.00	-3.22	-0.16	0.17	-1.36	1.92	-1.91	1.14	0.78	1.24	1.24	9.82	22.69	0.54	1.02	1.06	4.57	0.00	

Tabela B.33: Barragem de Rebordelo. Análise pelo método FORM para o estado limite de utilização (deslizamento), para a combinação sísmica rara.

ELS (Estado Limite Serviço: NPA+SBP)																					
AS1		Ponto Dimensionamento																			
Ponto Reduzido		c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _r	e _g	e _s	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.32	1.20	1.00	β	ε	
1	G(X ₁)	-1.81	-1.73	0.00	0.10	-0.56	0.65	1.85	-1.54	0.88	189.79	0.98	1.24	9.82	23.46	0.29	0.38	1.05	1.04	3.68	-
2	-10.24	-1.67	-1.60	0.00	0.10	-0.52	0.59	2.14	-1.42	0.86	198.32	1.00	1.27	9.81	23.50	0.28	0.53	1.06	1.04	3.65	0.03
3	1.27	-1.88	-1.77	0.00	0.11	-0.56	0.64	1.03	-1.58	0.95	185.85	0.97	1.27	9.82	23.47	0.29	0.29	1.05	1.05	3.45	0.20
4	3.10	-1.81	-1.77	0.00	0.11	-0.59	0.65	1.75	-1.56	0.94	190.41	0.97	1.27	9.82	23.44	0.29	0.33	1.05	1.05	3.68	0.23
5	0.12	-1.76	-1.68	0.00	0.10	-0.55	0.62	1.95	-1.50	0.90	192.99	0.99	1.27	9.82	23.47	0.29	0.42	1.06	1.04	3.67	0.01
6	0.48	-1.58	-1.51	0.00	0.09	-0.48	0.55	2.31	-1.34	0.81	203.35	1.01	1.27	9.81	23.53	0.28	0.65	1.07	1.04	3.62	0.05
7	2.89	-1.83	-1.70	0.00	0.10	-0.52	0.61	1.27	-1.53	0.92	188.71	0.98	1.27	9.82	23.50	0.29	0.37	1.05	1.05	3.42	0.20
8	4.29	-1.66	-1.62	0.00	0.10	-0.53	0.59	2.13	-1.43	0.86	198.55	0.99	1.27	9.81	23.50	0.28	0.52	1.06	1.04	3.65	0.23
9	1.25	-1.89	-1.77	0.00	0.11	-0.56	0.64	1.02	-1.58	0.95	185.39	0.97	1.27	9.82	23.47	0.29	0.29	1.05	1.05	3.45	0.20
10	3.02	-1.81	-1.78	0.00	0.11	-0.59	0.65	1.72	-1.57	0.94	190.08	0.97	1.27	9.82	23.43	0.29	0.32	1.05	1.05	3.68	0.23
11	0.10	-1.78	-1.70	0.00	0.10	-0.56	0.62	1.90	-1.51	0.91	191.86	0.98	1.27	9.82	23.46	0.29	0.40	1.05	1.05	3.67	0.01
12	0.35	-1.63	-1.56	0.00	0.09	-0.50	0.57	2.23	-1.38	0.83	200.58	1.00	1.27	9.81	23.52	0.28	0.58	1.07	1.04	3.64	0.04
13	1.98	-1.86	-1.74	0.00	0.10	-0.54	0.63	1.09	-1.56	0.93	187.12	0.98	1.27	9.82	23.48	0.29	0.33	1.05	1.05	3.42	0.22
...																					
33	0.00	-2.01	-1.97	0.00	0.12	-0.69	0.74	0.37	-1.74	1.04	179.39	0.94	1.27	9.82	23.34	0.31	0.08	1.03	1.05	3.64	0.00

AS2																					
Ponto Reduzido		Ponto Dimensionamento																			
r	G(X _r)	c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _r	e _g	e _s	1.28	1.28	9.81	24.00	0.33	0.32	1.20	1.00	β	ε	
1	208.69	-1.73	-1.65	0.00	0.10	-0.53	0.62	0.38	-1.47	0.84	194.53	0.99	1.24	9.81	23.49	0.29	0.47	1.06	1.04	3.07	-
2	-10.40	-1.58	-1.50	0.00	0.09	-0.48	0.55	0.75	-1.34	0.81	203.42	1.01	1.27	9.81	23.54	0.28	0.65	1.07	1.04	2.88	0.19
3	1.79	-1.43	-1.33	0.00	0.08	-0.41	0.48	1.15	-1.20	0.72	212.39	1.04	1.27	9.81	23.61	0.26	0.87	1.08	1.04	2.74	0.14
4	2.54	-1.24	-1.14	0.00	0.07	-0.33	0.40	1.52	-1.02	0.61	224.60	1.07	1.27	9.81	23.68	0.25	1.15	1.10	1.03	2.61	0.12
5	3.85	-1.03	-0.92	0.00	0.05	-0.25	0.31	1.81	-0.83	0.50	238.97	1.10	1.27	9.81	23.76	0.24	1.47	1.12	1.02	2.50	0.11
6	4.86	-1.22	-1.06	0.00	0.06	-0.27	0.35	1.31	-0.97	0.58	225.79	1.08	1.27	9.81	23.74	0.24	1.23	1.10	1.03	2.41	0.09
7	2.69	-0.96	-0.87	0.00	0.05	-0.23	0.29	1.87	-0.78	0.47	243.36	1.11	1.27	9.81	23.78	0.23	1.56	1.12	1.02	2.48	0.07
8	4.93	-1.20	-1.03	0.00	0.06	-0.26	0.34	1.32	-0.94	0.57	227.21	1.09	1.27	9.81	23.75	0.24	1.27	1.11	1.03	2.37	0.11
9	3.74	-0.94	-0.84	0.00	0.05	-0.22	0.28	1.89	-0.76	0.46	245.15	1.12	1.27	9.81	23.79	0.23	1.59	1.12	1.02	2.47	0.10
10	4.79	-1.19	-1.01	0.00	0.05	-0.25	0.34	1.32	-0.93	0.56	227.87	1.09	1.27	9.81	23.76	0.24	1.29	1.11	1.03	2.35	0.11
	0.00										255.90	1.10	1.27	9.81	23.77	0.24	1.43	1.11	1.02	2.42	
											c	φ ₁	φ ₂	γ _w	γ _b	k	a _r	e _g	e _s		

B.12 Barragem de Sordo

Tabela B.34: Barragem de Sordo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica accidental.

ELU (Estado Limite Último: NPA-SMP)																				
ASI		Ponto Reduzido		Ponto Dimensionamento																
				$G(N)$	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ε_8	ε_5	1.25	1.28	9.81	24.00	0.33	0.55	1.20	1.00
1	r	3093.54	-3.35	-0.05	0.10	-1.09	1.82	1.44	-1.90	0.75	0.74	1.23	9.82	22.95	0.51	0.39	1.02	1.04	4.69	-
2	2	234.15	-3.48	-0.12	0.16	-1.32	2.28	1.41	-2.00	1.16	0.75	1.24	9.82	22.74	0.61	0.47	1.01	1.06	5.14	0.45
3	3	-4.07	-2.94	-0.11	0.15	-1.20	1.73	2.86	-1.70	1.02	0.81	1.25	9.82	22.85	0.52	1.16	1.04	1.05	5.02	0.12
4	4	34.40	-3.04	-0.10	0.14	-1.11	2.04	2.01	-1.75	1.05	0.80	1.25	9.82	22.93	0.56	1.02	1.03	1.05	4.79	0.23
5	5	2.55	-3.14	-0.10	0.15	-1.18	2.09	1.92	-1.81	1.08	0.79	1.25	9.82	22.87	0.57	0.88	1.03	1.05	4.88	0.09
6	6	0.94	-3.24	-0.11	0.15	-1.24	1.94	2.02	-1.87	1.12	0.78	1.25	9.82	22.81	0.54	0.83	1.02	1.06	4.97	0.09
7	7	-0.36	-3.33	-0.11	0.16	-1.30	1.98	1.92	-1.92	1.15	0.77	1.24	9.82	22.75	0.55	0.72	1.02	1.06	5.04	0.04
8	8	-0.36	-3.33	-0.11	0.16	-1.30	1.98	1.92	-1.92	1.15	0.77	1.24	9.82	22.75	0.55	0.72	1.02	1.06	5.04	0.04
9	9	-1.12	-3.30	-0.11	0.16	-1.28	2.21	1.84	-1.90	1.14	0.77	1.24	9.82	22.77	0.59	0.66	1.02	1.06	5.08	0.03
10	10	-0.48	-3.41	-0.12	0.17	-1.35	2.02	1.81	-1.96	1.18	0.76	1.24	9.82	22.70	0.56	0.61	1.02	1.06	5.11	0.03
11	11	-1.18	-3.37	-0.12	0.16	-1.33	2.26	1.73	-1.94	1.17	0.77	1.24	9.82	22.73	0.60	0.56	1.02	1.06	5.14	0.03
12	12	-0.62	-2.64	-0.09	0.13	-1.07	1.56	3.15	-1.52	0.91	0.85	1.25	9.82	22.98	0.49	1.55	1.05	1.05	4.87	0.27
13	13	65.66	-2.77	-0.08	0.12	-0.96	1.85	2.31	-1.59	0.94	0.84	1.25	9.82	23.08	0.52	1.43	1.05	1.05	4.56	0.31
14	14	2.29	-2.83	-0.09	0.13	-1.00	1.89	2.30	-1.62	0.98	0.83	1.25	9.82	23.04	0.53	1.33	1.04	1.05	4.63	0.07
15	15	0.48	-2.93	-0.09	0.13	-1.05	1.96	2.13	-1.68	1.01	0.82	1.25	9.82	22.99	0.55	1.19	1.04	1.05	4.68	0.05
16	16	1.17	-3.03	-0.10	0.14	-1.11	2.02	2.04	-1.74	1.04	0.81	1.25	9.82	22.93	0.56	1.05	1.03	1.05	4.77	0.09
17	17	1.05	-3.12	-0.10	0.15	-1.17	2.08	1.94	-1.79	1.08	0.79	1.25	9.82	22.88	0.57	0.91	1.03	1.05	4.86	0.09
18	18	0.99	-3.22	-0.11	0.15	-1.23	1.93	2.05	-1.86	1.11	0.78	1.25	9.82	22.82	0.54	0.86	1.02	1.06	4.95	0.09
19	19	-0.98	-3.21	-0.11	0.15	-1.22	2.14	1.96	-1.85	1.11	0.78	1.25	9.82	22.83	0.58	0.79	1.03	1.06	4.99	0.04
20	20	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.80	1.25	9.82	22.86	0.55	0.95	1.03	1.05	4.90	0.00

AS2		Ponto Reduzido		Ponto Dimensionamento																
				$G(N)$	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	a_z	ε_8	ε_5	1.25	1.28	9.81	24.00	0.33	0.55	1.20	1.00
1	r	3539.57	-3.28	-0.05	0.10	-1.09	1.77	0.86	-1.86	0.68	0.75	1.23	9.81	22.95	0.50	0.70	1.02	1.03	4.44	-
2	2	230.68	-3.02	-0.10	0.14	-1.13	1.98	1.73	-1.74	1.00	0.80	1.25	9.82	22.92	0.55	1.08	1.03	1.05	4.62	0.18
3	3	-21.43	-2.35	-0.08	0.11	-0.88	1.57	2.62	-1.35	0.82	0.89	1.25	9.82	23.16	0.47	1.97	1.07	1.04	4.26	0.36
4	4	45.68	-2.45	-0.07	0.10	-0.81	1.63	2.12	-1.40	0.84	0.88	1.25	9.82	23.22	0.48	1.93	1.06	1.04	4.06	0.21
5	5	0.36	-2.46	-0.07	0.10	-0.82	1.64	2.12	-1.41	0.85	0.88	1.25	9.82	23.21	0.48	1.90	1.06	1.04	4.08	0.02
6	6	0.04	-2.48	-0.07	0.10	-0.83	1.64	2.11	-1.42	0.85	0.87	1.25	9.82	23.21	0.48	1.88	1.06	1.04	4.09	0.01
7	7	0.02	-2.49	-0.07	0.10	-0.83	1.65	2.11	-1.43	0.86	0.87	1.25	9.82	23.20	0.49	1.86	1.06	1.04	4.10	0.01
8	8	0.01	-2.49	-0.07	0.11	-0.84	1.66	2.11	-1.43	0.86	0.87	1.25	9.82	23.20	0.49	1.85	1.06	1.04	4.11	0.01
9	9	0.01	-2.50	-0.07	0.11	-0.84	1.66	2.10	-1.43	0.86	0.87	1.25	9.82	23.19	0.49	1.84	1.06	1.04	4.12	0.01
10	10	0.00	-2.50	-0.07	0.11	-0.84	1.67	2.10	-1.44	0.86	0.87	1.25	9.82	23.19	0.49	1.83	1.06	1.04	4.12	0.00

Tabela B.35: Barragem de Sordo. Resultados da análise pelo método FORM para o estado limite último de deslizamento, para a combinação hidrostática extrema.

ELU (Estado Limite Último: NMC)										Ponto Dimensionamento									
r	$G(\lambda_i)$	ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	e_g	e_s		ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	e_g	e_s	β	z	
1	2359,60	-2,67	-0,04	0,10	-0,95	1,75	-1,52	0,67		1,28	1,28	9,81	24,00	0,33	1,20	1,00	3,73	-	
2	72,45	-2,54	-0,08	0,13	-1,04	2,02	-1,46	0,87		0,84	1,23	9,81	23,09	0,50	1,05	1,03	3,81	0,09	
3	-10,54	-2,51	-0,08	0,13	-1,08	2,04	-1,44	0,87		0,87	1,25	9,82	23,00	0,56	1,06	1,04	3,81	0,00	
4	-0,13	-2,51	-0,08	0,13	-1,08	2,05	-1,44	0,86		0,87	1,25	9,82	22,96	0,56	1,06	1,04	3,81	0,00	
5	0,00	-2,51	-0,08	0,13	-1,08	2,05	-1,44	0,86		0,87	1,25	9,82	22,96	0,56	1,06	1,04	3,81	0,00	
										ϕ_1	ϕ_2	γ_w	γ_b	k	e_g	e_s			

